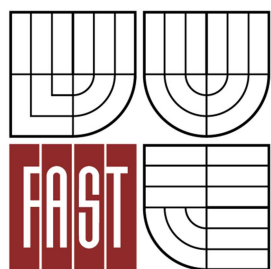




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

NELINEÁRNÍ ANALÝZA STĚNOVÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ

NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE WALLS

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR
VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Bc. LUBOMÍR JURÁŠEK

Ing. PETR HRADIL, Ph.D.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Lubomír Jurášek

Název Nelineární analýza stěnových
železobetonových prvků

Vedoucí diplomové práce Ing. Petr Hradil, Ph.D.

**Datum zadání
diplomové práce** 31. 3. 2011

**Datum odevzdání
diplomové práce** 13. 1. 2012

V Brně dne 31. 3. 2011

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

ANSYS, Inc. Theory, Release 13, 2010

Hughes T. J. R. The finite element method, linear static and dynamic finite element analysis, Prentice-Hall International, ISBN 0-13-317017-9

Stráský, J., Pospíšil, F., Brosch, P., Horníček, Z., Prováděcí projekt zatěžovacího zařízení pro stěnový prvek, VUT FAST, 2003

Martinec, S., Chování železobetonových prvků namáhaných smykem, Disertační práce, VUT FAST, 2005

Zásady pro vypracování

Studium podkladů a literatury. Seznámení se s prostředím programového systému ANSYS. Sestavení výpočtového modelu zkušebního rámu a zkoušeného železobetonového dílce. Provedení nelineárních analýz smykové zkoušky podle požadavků vedoucího diplomové práce.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....

Ing. Petr Hradil, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Téma diplomové práce vychází z disertační práce zabývající se chováním železobetonových prvků namáhaných smykem od autora Ing. Stanislava Martince, Ph.D. Autor diplomové práce má za úkol vytvoření prostorového konečně prvkového modelu zatěžující zkušební konstrukce a zkoumaného stěnového elementu. Definovaný konečně prvkový model má především zajistit vhodnou interakci ocelového rámu zkušebního zařízení se zkoušeným stěnovým elementem. Pro potřebu dostatečně podrobné numerické analýzy je nutné definování nelineárního materiálového modelu betonu, tj. zkoumaného prvku, pomocí nástavby multiPlas pro výpočtový software Ansys. Stěžejní výstupní parametry, pro srovnání s výsledky zatěžovacích zkoušek, jsou celkové zkosení a maximální úroveň aplikované síly na stěnový element. Cílem práce je zhodnotit vliv ocelového rámu, obsaženého v konečně prvkovém modelu, na výstupní parametry určené pomocí nelineární numerické analýzy.

Klíčová slova

nelineární materiálový model, železobeton, metoda konečných prvků, nelineární analýza, smykové namáhání, zatěžující zařízení

Abstract

Master thesis is based on a doctor thesis dealing with the behavior of reinforced concrete elements stressed shear by the author Ing. Stanislav Martinec, Ph.D. Author master thesis has the task create a spatial finally element model loading testing construction and researched the wall element. Defined finally elements model is mainly to provide proper interaction test device steel frame with the test wall element. Need for sufficiently detailed numerical analysis is necessary to define the non-linear concrete material model, that is researched element, using the extensions multiPlas for calculation software Ansys. The key output parameters, for comparison with the results of load tests, are total bevel and maximum level of applied force on the wall element. The goal is assess the effect of a steel frame, contained in finally element model, to output parameters for by non-linear numerical analysis.

Keywords

non-linear material model, reinforced concrete, finite element method, nonlinear analysis, stress shear, loading device

Bibliografická citace VŠKP

JURÁŠEK, Lubomír. *Nelineární analýza stěnových železobetonových prvků*. Brno, 2011. 67 s., 0 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Petr Hradil, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 12.1.2012

.....
podpis autora

Poděkování:

Děkuji svému vedoucímu diplomové práce, panu Ing. Petru Hradilovy PhD., za podporu a odbornou pomoc, kterou mi věnoval v průběhu vypracování.

Práce byla vypracována za finančního přispění GAČR v rámci projektu Použití progresivních materiálů u cyklicky namáhaných konstrukcí P104/11/0703.

OBSAH

1	ÚVOD.....	9
1.1	Konstrukce zkušebního zařízení	9
1.2	Předběžné informace pro numerickou analýzu	11
1.3	Stanovení cílů.....	12
1.4	Volba použitého programového vybavení	12
2	POPIS A VLASTNOSTI STĚNOVÝCH ELEMENTŮ	13
2.1	Počáteční parametry analyzovaného stěnového elementu	13
3	PROCES ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY	15
3.1	Sledované deformace stěnového elementu	16
4	POPIS GEOMETRICKÉHO MODELU ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ.....	18
4.1	Ocelový rám se stabilizací	18
4.2	Uchycení stěnového elementu.....	19
4.2.1	<i>Vetknutí levé hrany stěnového elementu.....</i>	<i>20</i>
4.2.2	<i>Kluzné uložení pravé hrany stěnového elementu.....</i>	<i>21</i>
4.3	Roznášecí rameno a zatěžující lis	22
5	KONEČNĚ PRVKOVÝ MODEL.....	24
5.1	Typy a velikost použitých konečných prvků	24
5.2	Idealizace a řešené detaily návaznosti sítě konečných prvků	26
5.3	Okrajové podmínky.....	29
6	POPIS POUŽITÝCH MATERIÁLOVÝCH MODELŮ	31
6.1	multiPlas.....	31
6.1.1	<i>Modifikovaná Drucker-Pragerova podmínka plasticity</i>	<i>31</i>
6.1.2	<i>Působení betonu v tlaku.....</i>	<i>32</i>
6.1.3	<i>Působení betonu v tahu.....</i>	<i>33</i>
6.2	Stěnový element	34
6.3	Konstrukce zkušebního zařízení	36

7	FÁZE VÝVOJE KONEČNĚ PRVKOVÉHO MODELU A JEHO VYHODNOCENÍ	38
7.1	Analyzované parametry stěnového elementu.....	38
7.2	M_00: ověření použitých nelineárních materiálových modelů betonu.....	39
7.3	M_01: vliv uložení zkušebního zařízení	41
7.4	M_02: zpřesnění idealizace vysokopevnostního šroubového spoje	44
7.5	M_03: kompletní analýza.....	47
7.6	M_04: úprava kluzného uložení.....	51
8	ZÁVĚR – ZHODNOCENÍ NUMERICKÝCH ANALÝZ.....	55
8.1	Redukce analyzovaných hodnot.....	55
8.2	Vliv ocelového rámu, únosnost stěnového elementu.....	58
8.3	Grafická analýza stěnového elementu.....	60
9	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	66
9.1	Literatura	66
9.2	Software	66
10	SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK	67
10.1	Latinská písmena.....	67
10.2	Řecká písmena	67

1 ÚVOD

Modelování konstrukcí a jejich následná numerická analýza je dnes již naprosto běžným postupem. S využitím výpočtových programů na základě metody konečných prvků můžeme provádět početní analýzu konstrukcí velmi komplikovaných tvarů.

V této práci se budu zabývat konstrukcí, která sloužila k analýze smykových tuhostí stěnových elementů. Zkoumání chování železobetonových prvků namáhaných smykem dodnes patří k neuzavřenému tematickému okruhu. K vyvolání stavu čisté smykové napjatosti, tzv. čistý smyk, je zapotřebí důmyslných zařízení, která jsou často zkonstruována pouze pro tyto účely. Účinnost zkušebních zařízení se zpravidla prokáže až při samotném průběhu zatěžovacích zkoušek, popřípadě pomocí numerického modelování. Dosažené výsledky můžeme přímo srovnávat s naměřenými hodnotami na zhotovené konstrukci. Na základě srovnání výsledků si dokážeme udělat představu o detailním chování jak konečně prvkového modelu tak i řešené konstrukce. Kvalita numerické analýzy je citlivá na uživatelská data vstupních parametrů, tak i použití vhodné teorie výpočtu a propracovanost softwarového vybavení.

Zpětná odezva k provedeným numerickým výpočtům nebývá tak častá. Velmi malé procento, takto analyzovaných konstrukcí již nepříjde ke zpětnému vyhodnocení správnosti konečně prvkového modelu a jeho analýzy.

1.1 Konstrukce zkušebního zařízení

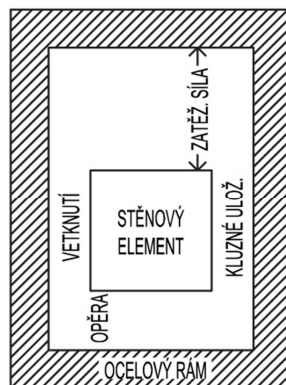
Výchozím podkladem pro potřeby vytvoření konečně prvkového modelu, simulující smykové namáhání stěnového elementu, byla disertační práce autora Ing. Stanislava Martince, Ph.D [1]. Jedním z hlavních cílů této práce je navržení zatěžovacího zkušebního zařízení pro analýzu železobetonových stěn namáhaných smykem. Zároveň je zde popsán vývoj návrhu tohoto zařízení až k finální variantě, na kterém byly provedeny zkoušky železobetonových stěn namáhaných smykem. Dále zde najdeme informace k pochopení principu zkušebního zařízení a potřebné detaily pro tvorbu vhodného konečně prvkového modelu této konstrukce. Z uvedené disertační práce a

dostupných technických výkresů byly čerpány potřebné data k sestavení geometrického modelu konstrukce.



Obr. 1.1 Foto zkušebního zařízení

Schématický popis zkušebního zařízení, pro bližší představu, viz Obr. 1.2. V ocelovém rámu je železobetonová stěna uchycena takovým způsobem, kde levá hrana stěnového elementu je vetknuta k ocelovému rámu a pravá hrana umožňuje „neomezený“ vertikální posun spolu se zabráněním horizontálního pohybu této hrany. Působení vetknutí i kluzného uložení závisí na ocelovém rámu, ke kterému jsou systémy uložení stěnového elementu patřičně připojeny. Je dosaženo vertikálního posunu pravé hrany s vyloučením svislého posuvu levé hrany, spolu se „zabráněním“ horizontálních změn geometrie stěnového elementu a k následnému zkosení železobetonové stěny. Bližší popis významu a chování jednotlivých částí zatěžovací konstrukce bude uveden v kapitole 4 Popis geometrického modelu zkušebního zařízení.



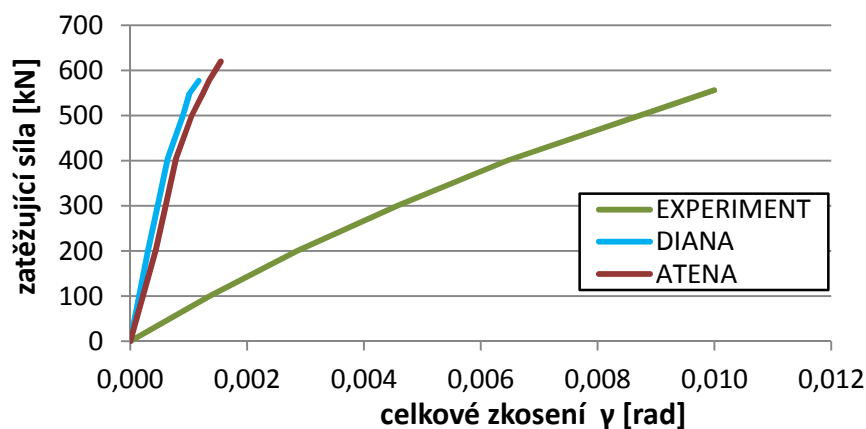
Obr. 1.2 Orientační popis zkušebního zařízení

1.2 Předběžné informace pro numerickou analýzu

Chováním železobetonových prvků namáhaných smykem se zabývala i část disertační práce sepsaná Ing. Jackem Wendrinskim, Ph.D. [2]. V této práci autor prezentoval výsledky spojené s numerickým modelováním železobetonové stěny namáhané smykem, vycházející také z disertační práce [1]. Byl zde sestaven model pro numerickou analýzu železobetonové stěny namáhané smykem, který byl vytvořen v softwaru ATENA a DIANA.

Jelikož shoda s experimentem byla v určitých oblastech nedostačující, viz

Obr. 1.3, byl vytvořen model s parametry lépe vystihující princip zatěžovacích zkoušek. V grafu je vyneseno celkové zkosení, jakožto projev smykového namáhání, k celkové zatěžující síle.



Obr. 1.3 Graf výsledného zkosení dle disertační práce [2]

Hlavním bodem odlišnosti již zkoumaného numerického modelu je fakt, že tento model vystihoval pouze prostorovou geometrii samotného zkoumaného vzorku, tj. stěnového elementu. Pro následnou numerickou analýzu tohoto idealizovaného modelu byly odvozeny potřebné okrajové podmínky na základě principu zkušebního zařízení. Dle podkladů je uvažováno, že nelze pro numerickou analýzu zanedbat konstrukci zkušebního zařízení nebo přesněji řečeno neuvažovat ocelový rám zkušebního zařízení, který je navržen z ocelových HEB profilů

1.3 Stanovení cílů

Předchozí kapitole byla popsána problematika vzájemné interakce zkušebního zařízení a zkoumaného prvku v podobě železobetonové stěny. Hlavním cílem této práce je vytvoření vhodně idealizovaného prostorového geometrického modelu, který následně při numerické analýze nebude zdrojem výrazných nepřesností. Z dosažených výsledků, zde budou prezentovány data, znázorňující, zda pomocí sestaveného konečně prvkového modelu, uvažující vliv tuhosti ocelového rámu i tuhosti jednotlivých způsobů uchycení hran stěnového elementu, bude dosaženo viditelného zpřesnění výsledků. Tento konečně prvkový model by měl splňovat, že numerická analýza by měla být závislá pouze na přesnosti použité metody konečných prvků. Důležitým parametrem bude i stanovení maximálního zatížení, které je schopna železobetonová stěna přenést.

1.4 Volba použitého programového vybavení

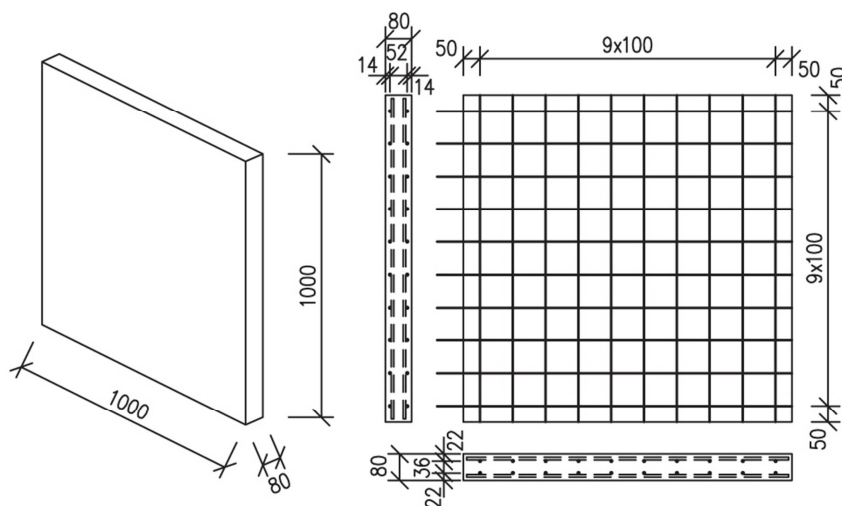
K vytvoření konečného prvkového modelu je zvolen software firmy ANSYS Inc. se stejnojmenným názvem. Pro vznik geometrického modelu nebyl použit výchozí modelář výpočtového softwaru, ale prostorový modelář Rhinoceros od firmy Dimensio. Následný import geometrického modelu do prostředí výpočtového programu a samotné pokrytí sítí konečných prvků, nečinní zkušenému uživateli větší problémy. Definování nelineárního chování betonu ve výpočtovém programu je vytvořeno pomocí materiálové knihovny multiPlas.

2 POPIS A VLASTNOSTI STĚNOVÝCH ELEMENTŮ

V rámci již dříve prováděných zkoušek bylo testováno šest různých železobetonových stěn. Stěnové elementy se lišily svým počátečním způsobem porušení. Vznikly tak varianty s trhlinami svislými, vodorovnými, obousměrnými, ale testovány byly i stěny bez porušení. Tato práce vychází právě z poslední zmiňované varianty a následné vyhodnocení je vždy pro neporušenou železobetonovou stěnu.

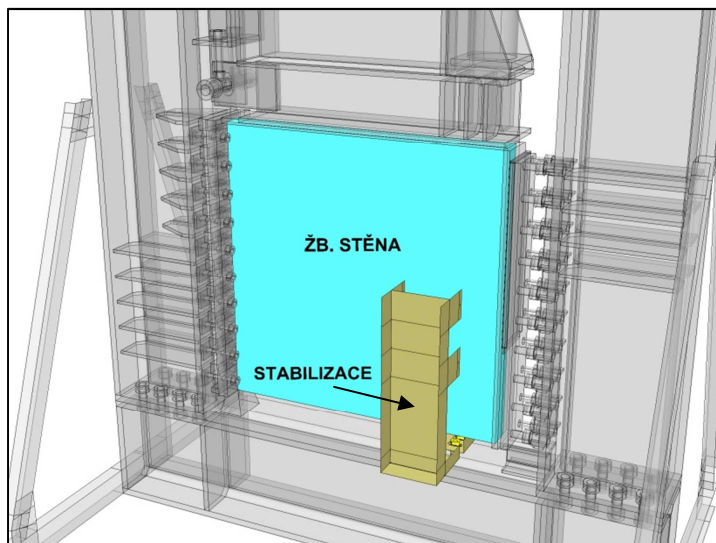
2.1 Počáteční parametry analyzovaného stěnového elementu

Zkoumaný prvek je železobetonová stěna o rozměrech 1000 mm x 1000 mm, tloušťky 80 mm. Stěna byla vyztužena dvojicí kari sítí při každém z obou povrchů. Kari síť je z kruhových profilů 8 mm s velikostmi ok 100 mm x 100 mm. Stěnový element je na levé a pravé svislé hraně tak i na horní vodorovné hraně přilepen k roznášecím ocelovým deskám. U levé hrany jsou horizontální dráty kari sítě provedeny skrze otvory v ocelové roznášecí desce, na jejímž lici jsou přivařeny, viz schéma Obr. 2.1. Ostatní ocelové výztuže jsou vždy zakončeny na hranici samotné železobetonové desky.



Obr. 2.1 Schéma stěnového elementu a jeho vyztužení

Přibližně čtvrtina plochy, nacházející se v dolním pravém rohu stěnového elementu, je zajištěna pomocí ocelové konstrukce. Ta působí proti vybočení stěny z její roviny. Vzniklá stabilizace stěnového elementu je šroubovými spoji upevněna ke spodnímu ocelovému profilu ocelového rámu, viz Obr. 2.2.



Obr. 2.2 Stabilizace železobetonové stěny

Naměřené fyzikální vlastnosti betonu, po 28 dnech na vzorcích 100 x 100 x 400 mm, jsou uvedeny v Tab. 2.1.

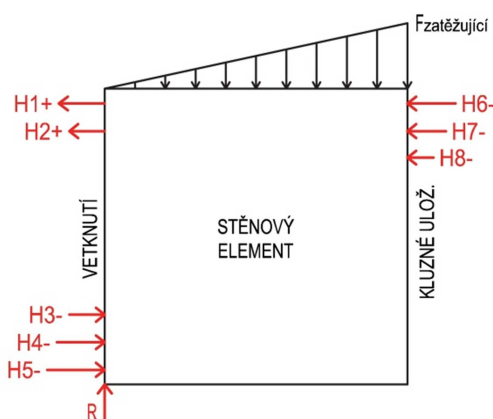
	ρ [kg/m ³]	f_c [MPa]	E_c [MPa]
vzorek I	2349,4	44,0	-
vzorek II	2333,1	44,3	27 060
vzorek III	2362,0	43,8	28 817

Tab. 2.1 Fyzikální vlastnosti použitého betonu

3 PROCES ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

Konstrukce zkušebního zařízení byla sestavena k opakovanému testování zkoumaných vzorků, lišících se způsobem porušení. Tedy, před každým započatým testem bylo nutné osadit zkoumaný vzorek do konstrukce zatěžovacího rámu. Tato skutečnost měla vliv na návrh geometrie zkušebního zařízení, respektive na detaily spojů jednotlivých dílčích prvků, ale i na systémy úchyťů pravé či levé hrany stěny. Jak již bylo naznačeno, patřičné úchyty hran stěnového elementu jsou realizovány k opakovanému použití a jejich konstrukce je náročnější, vlivem nemožnosti využití pevných svarových spojů. Tyto fakta podporují předpoklady, že je důležité, aby se do geometrického modelu zahrnuly zmíněné detaily a následně i celá konstrukce zkušebního zařízení, jelikož výsledná tuhost ovlivní celkovou odezvu. Po potřebném upevnění stěnového elementu došlo k osazení dále nespecifikovaných kontrolních měřičských zařízení. Na konstrukci se nacházelo mnoho měřičských bodů, sloužících ke zjištění odezvy dílčích částí zkušebního zařízení, ale hlavně železobetonové stěny.

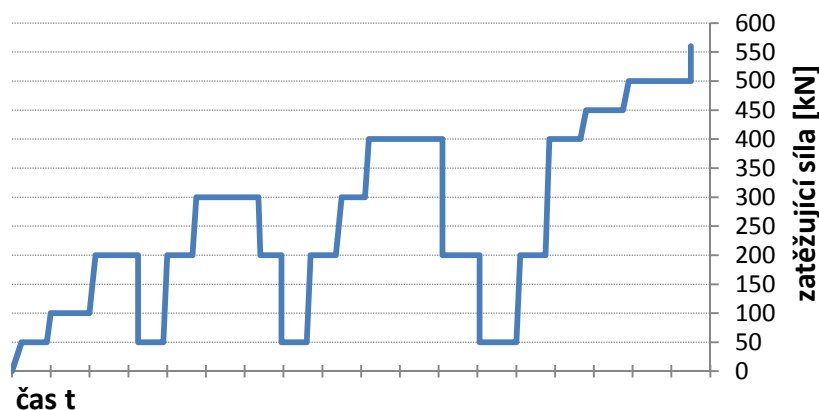
Rozmístění kontrolních bodů, určující působení uložení stěnového elementu, je znázorněno na Obr. 3.1. Jedná se o stabilizující síly stěnového elementu v horizontálním i v vertikálním směru. Znaménka u označení udávají druh namáhání: + tah, - tlak. Hodnota R , zastupující působení siloměru, je tedy rovna hodnotě plochy trojúhelníku v daném časovém okamžiku, což můžeme považovat za reakci k aplikovanému zatížení.



Obr. 3.1 Schéma kontrolních bodů na okrajích stěnového elementu

Během zkoušky bylo aplikováno tzv. cyklické zatížení. Po každém dosažení určité úrovně, velikosti vnášené síly (plochy trojúhelníku), došlo k odtížení na sílu

$F_{odtížená} = 50 \text{ kN}$. Odlehčení bylo provedeno vždy z dosažených hodnot $F_{zatěžující} = 200 \text{ kN}$, 300 kN a 400 kN , viz Obr. 3.2. V pozdějších výstupech je vynesena pouze obálka dosažených hodnot kontrolních bodů i následných zkoumaných parametrů konstrukce, podrobnosti viz odstavec 5.3 Okrajové podmínky.



Obr. 3.2 Graf cyklického zatížení

3.1 Sledované deformace stěnového elementu

Samotný stěnový element byl podroben detailnímu sledování změny tvaru. Zkoumalo se zkosení stěnového elementu jako celku, na základě poklesů obou svislých hran, ale také zkosení sledovaných oblastí, vymezených na zkoumané desce podle schématu viz Obr. 3.3. Stanovené hodnoty zkosení celé železobetonové stěny vychází z předpokladu zanedbání změny vzájemné horizontální polohy obou svislých hran. Tudíž se jedná o pouhou tangentu úhlu, která je dána rozdílem svislého poklesu posuvné a vetknuté hrany stěny a pevně daným výrobním horizontálním (podélným) rozměrem desky, tj. 1000 mm.

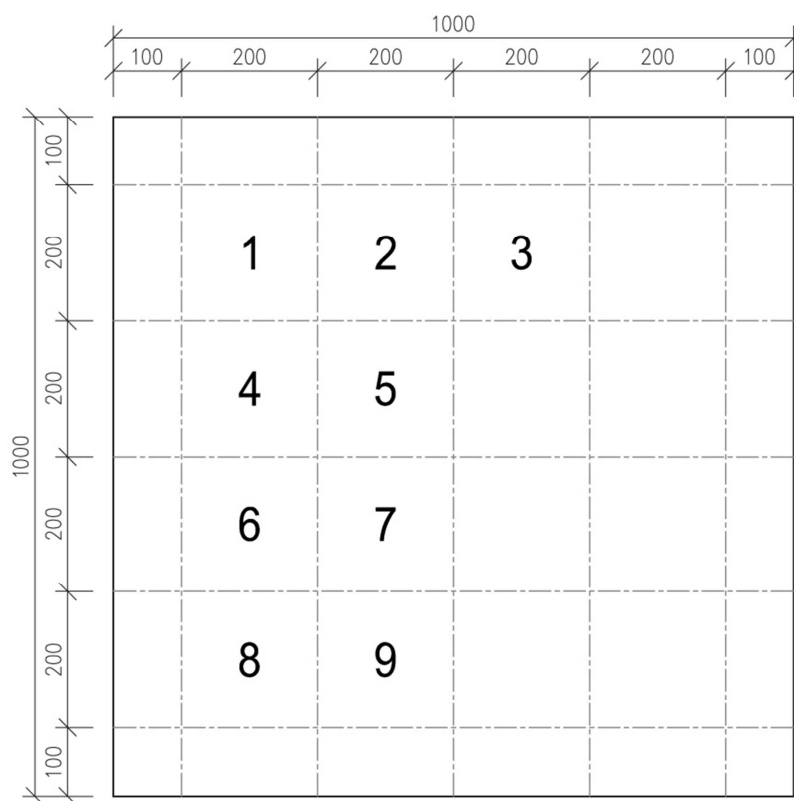
$$\gamma_{stěna} = \tan^{-1} \left(\frac{z_{vetk.} - z_{posuv.}}{1000} \right) [rad] \quad (2.1)$$

Zkosení sledované oblasti, o rozměru 200 mm x 200 mm, je dáno změnou geometrie vytýčeného trojúhelníku, skládajícího se z horizontály H, vertikály V a diagonály D, viz Obr. 3.4. Číselné vyjádření hodnoty zkosení jednotlivého výseku se řídí vztahem:

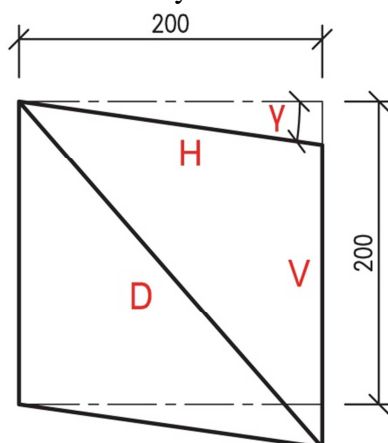
$$\gamma_{pole} = \arccos \left[\frac{D}{H} \cdot \sin \left(\arccos \left\{ \frac{D^2 + V^2 - H^2}{2 \cdot D \cdot V} \right\} \right) \right] [rad] \quad (3.1)$$

Pro účely vyhodnocení budou využity oba dva srovnávací parametry. První parametr, zastoupen výsledným (celkovým) zkosením, je závislý na tuhosti ocelového rámu.

Druhým parametrem je již zmíněné zkosení sledovaných polí, které je závislé na materiálovém modelu betonu. Z těchto dvou srovnání získáme představu o působení celé konstrukce zkušebního zařízení, ale prokáže se nám i vhodnost použitého nelineárního materiálového modelu betonu. Poslední důležitou skupinou vyhodnocení je maximální síly, kterou je schopna železobetonová stěna přenést.



Obr. 3.3 Schéma sledovaných oblastí na stěnovém elementu



Obr. 3.4 Zkosení sledované oblasti

4 POPIS GEOMETRICKÉHO MODELU ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ

Jak již bylo nastíněno výše, tato ojedinělá konstrukce zkušebního zařízení je navržena přesně pro potřeby smykového způsobu zatěžování zkoumaného stěnového elementu. V jednotlivých podkapitolách jsou popsány dílčí části zkušebního zařízení, nutné pro představu principu působení samotného konečně prvkového modelu. Zkušební zařízení můžeme chápat jako uzavřený ocelový rám, v jehož středu máme, pomocí speciálních prvků, vhodně uchycený zkoumaný prvek.

Jelikož celé zkušební zařízení sleduje geometrii stěnového elementu, tj. zkoumaného prvku, nabývá celá konstrukce výrazněji dvou hlavních rozměrů, a to šířky a výšky. Pro prostorovou představu jsou uvedeny výsledné rozměry konstrukce - šířka 2100 mm, výška 2600 mm, hloubka 400 mm. Pro své rozměry a navrženou konstrukci zkušebního zařízení je úloha uvažována jako rovinná. Zatížení i působení celé konstrukce se projevuje totiž pouze ve svislé rovině xz. Pro potřeby numerické analýzy je samozřejmě nutné, aby geometrický model obsahoval i třetí rozměr. Osa x zaujímá podélný směr, osa z = svislý směr, y = příčný rozměr.

Pro přehlednější orientaci je vhodné rozdělení konstrukce na několik dílčích částí:

- ocelový rám se stabilizací,
- uchycení stěnového elementu,
- roznášecí rameno a zatěžující lis.

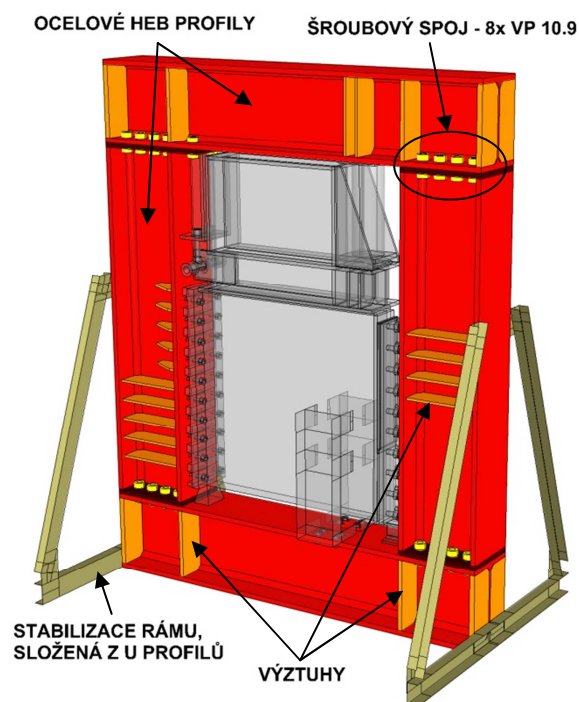
Celé zkušební zařízení je vyrobené z ocelových prvků, přesněji z profilů HEB a U, ocelových hranolů, plechů a speciálních ocelových částí.

4.1 Ocelový rám se stabilizací

Vnější masivní prvky, uzavírající celé zkušební zařízení, jsou provedeny z ocelových profilů typu HEB 400. Tyto profily tvoří rám kolem celého stěnového elementu. Ten se

skládá ze dvou svislých a dvou vodorovných ocelových HEB profilů. Tyto profily jsou dodatečně opatřeny výztuhami v místech, kde se předpokládala zvýšená koncentrace napětí od zatížení. K ocelovému rámu jsou uchyceny všechny ostatní prvky. Zkušební zařízení je stabilizováno pomocí šikmých a vodorovných ocelových U profilů, které jsou spojeny šrouby a následně jsou přivařeny k ocelovému rámu. Tato konstrukce funguje jako samostatný celek.

Svislé HEB profily jsou opatřeny na obou stranách ocelovými patními plechy. Následně je tedy možné vytvořit šroubový spoj mezi svislými a vodorovnými ocelovými profily za pomoci vysoko pevnostních šroubů. Každé spojení svislého a vodorovného HEB profilu je vytvoření pomocí 8 ks M30 pevnosti 10.9, kromě části připojující i úchyt ramene. Zde je navrženo 8 ks M30 pevnosti 10.9. Popisovaná část je vyobrazena na Obr. 4.1.



Obr. 4.1 Ocelový uzavírající rám se stabilizací

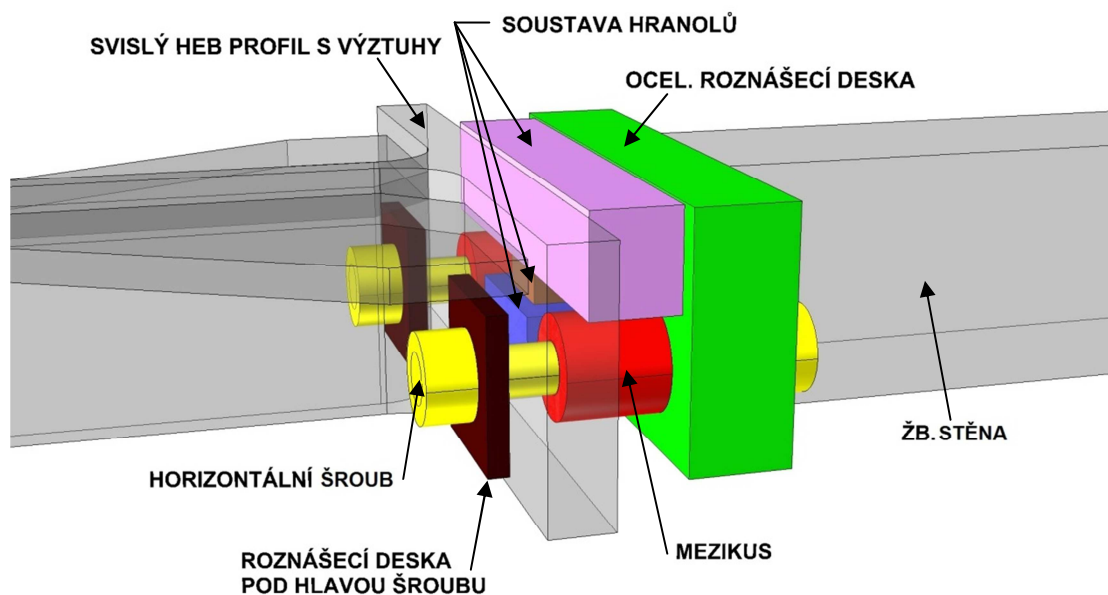
4.2 Uchycení stěnového elementu

Stěnový element je k ocelovému rámu uchycen po dvou svislých hranách. Každá hrana zajišťuje odlišné okrajové podmínky zkoumaného prvku. Levé uložení má vytvořit co nejlepší tuhou vazbu, levé svislé hrany stěny, tedy její vetknutí. Pravé

uložení má v podstatě opačný význam, umožňuje volný svislý posun pravé hrany stěny, spolu se zabráněním jejího horizontálního posunu.

4.2.1 Vetknutí levé hrany stěnového elementu

Tuhé uložení je tvořeno horizontálními šrouby, roznášecí ocelovou deskou slepenou se železobetonovou stěnou a soustavou hranolů. Horizontální šrouby i soustava hranolů jsou přítomny v pravidelných intervalech po délce svislé hrany železobetonové stěny. Pro lepší orientaci ve skladbě vetknutí je zde zaveden výraz charakteristické pole. Charakteristické pole je opakující se částí svislé hrany stěnového elementu s použitými prvky. Vertikální vzdálenost opakujících se prvků po hraně stěnového elementu je vždy 100 mm, přičemž charakteristické pole nabývá stejného rozměru, viz Obr. 4.2. Idealizovaná svislá podpora doplňující vetknutí stěnového elementu se nachází v levém dolním rohu stěnového elementu.



Obr. 4.2 Charakteristické pole vetknutí

Horizontální šrouby jsou upraveny, aby vzdorovaly tahovému i tlakovému namáhání. Jedná se o dva samostatné šrouby, které jsou spojeny speciálním mezikusem. Ten je vložen mezi ocelovou roznášecí desku a pásnici svislého HEB profilu. Utahováním mezikusu dojde ke vzájemnému dotahování pásnice HEB profilu k roznášecí ocelové desce. Do stanovených mezikusů jsou osazeny měřicí prvky, pro stanovení sil H1+ až H5-. Šrouby nám zajišťují horizontální stabilizaci levé hrany zkoumaného prvku. Svislá

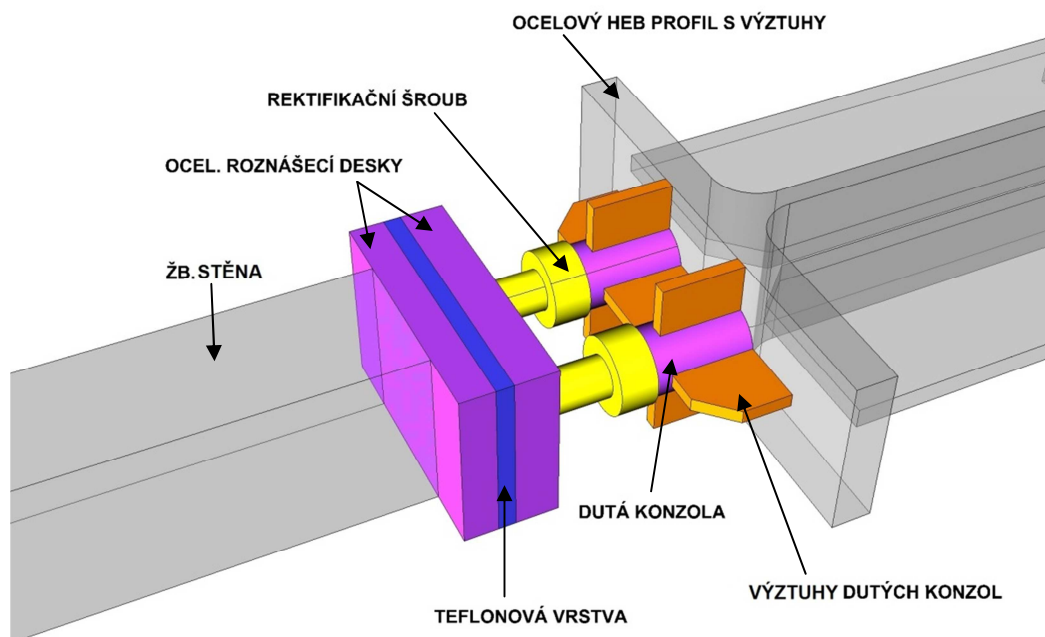
podpora představuje siloměr, ve kterém byla vždy naměřena zatěžující síla, aplikovaná v diagonálním rohu stěnového elementu. Svislá podpora je uložena na dolním ocelovém HEB profilu ocelového rámu.

Zmiňované prvky levé hrany stěnového elementu jsou, vždy v každém charakteristickém poli, doplněny soustavou tří hranolů různých velikostí. Hranoly jsou vyrobeny z oceli, kromě rozměrově nejmenšího, který je vytvořen z „měkkého“ materiálu. Takto definovaný materiál nesmí vzdorovat příliš velkou silou na aplikované zatížení, jinak by došlo ke zkreslení naměřených hodnot. Na nejmenším hranolu je umístěno měřicí zařízení, sloužící pro odečtení smykové síly v závislosti na jeho deformaci.

4.2.2 Kluzné uložení pravé hrany stěnového elementu

Kluzné uložení spolu se zabráněním horizontálního posunu je vytvořeno pomocí dutých kulatinových konzol, do nichž jsou zasunuty rektifikační šrouby a dvou ocelových roznášecích desek s mezivrstvou teflonového pásu. Analogicky jako v předcházejícím odstavci, popisující vetknutí, je zde zaveden pojem charakteristického pole.

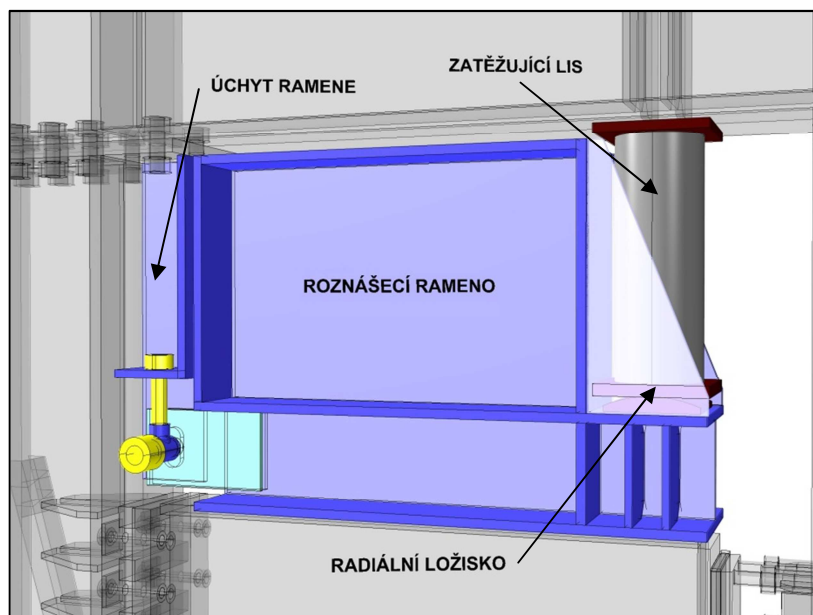
Stěnový element má shodně na své druhé svislé hraně ocelovou roznášecí desku, se kterou je slepena. Na tuto desku navazuje tenká vrstva teflonu, která umožní svislý posun hrany stěnového elementu s minimálním třecím odporem. Vrstva teflonu je uchycena přes další roznášecí desku, ke které jsou již přivařeny ocelové rektifikační šrouby, zapadající do kulatinových konzol. Konzoly jsou následně přivařeny na pásnici svislého ocelového HEB profilu a výztuhami, které jednotlivé konzoly propojuje mezi sebou. Takto vytvořená struktura konzol a rektifikačních šroubů nám zajišťuje tuhost v horizontálním směru. Celé kluzné uložení je pak vertikálně spojeno pomocí malého HEB profilu k dolnímu vodorovnému HEB profilu ocelového rámu. Výsek charakteristického pole je znázorněn na Obr. 4.3.



Obr. 4.3 Charakteristické pole kluzného uložení

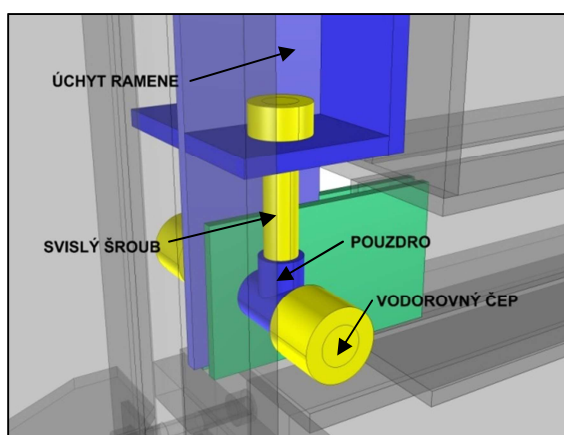
4.3 Roznášecí rameno a zatěžující lis

Vnesení maximální síly probíhalo pomocí roznášecího ramene, které bylo kloubovým přípojem a úchytem ramene napojené na levý svislý HEB profil ocelového rámu. Roznášecí rameno má zajistit, aby vnášená síla lisem nebyla lokálního charakteru. Cílem bylo vytvořit rovnoměrně klesající trojúhelníkové zatížení, snižující se směrem k vetknutí, na vrchní hraně stěny. Mezi samotné roznášecí rameno a stěnový element byla vložena ocelová deska. Rameno se skládá z ocelových plechů svařených do potřebného tvaru. Kloubový přípoj roznášecího ramene k úchytu ramene, je zajištěn pomocí dvou vertikálních šroubů a jednoho vodorovného čepu. Tyto prvky jsou vzájemně svázány ocelovým pouzdrem. Úchyt ramene je vytvořen také z ocelových plechů a navazuje na pásnici svislého HEB profilu ocelového rámu. Prostorový model roznášecího ramene je znázorněn na Obr. 4.4 a detail kloubového přípoje viz Obr. 4.5.



Obr. 4.4 Roznášecí rameno a zatěžující lis

Zatěžující lis je na obou koncích opatřen roznášecími ocelovými deskami. Ve spodní části tato deska přiléhá k radiální desce, která je přivařena na konci tuhého kloubového ramene.



Obr. 4.5 Detail kloubového připoje

5 KONEČNĚ PRVKOVÝ MODEL

Importem prostorového geometrického modelu, do prostředí výpočtového softwaru ANSYS, bylo umožněno vytvoření prostorového konečně prvkového modelu konstrukce zatěžovacího zkušebního zařízení. Pro tyto potřeby byla využita celá řada různých typů konečných prvků, počínaje prutovými, skořepinovými ale i v největším zastoupení prostorovými prvky, viz podkapitola 5.1 Typy a velikost použitých konečných prvků. Následná problematika vzniklých detailů, nespojitosti sítě konečných prvků, jednotlivých dílčích částí konstrukce je uvedena v podkapitole 5.2 Idealizace a řešené detaily návaznosti sítě konečných prvků.

5.1 Typy a velikost použitých konečných prvků

typ prvku	vlastnosti prvku	použití prvku na konstrukci
SOLID45	<i>prostorový prvek pro modelování objemových struktur mající osm uzlů, podporující plasticitu. Každý uzel disponuje třemi stupni volnosti - translace x, y, z.</i>	stěnový elementu, radiální deska, svislá podpora u vetknutí, vodorovný čep roznášecího ramene, ocel. I profil ve spodní části kluzného uložení a ocelové hranoly ve vetknutí
SOLSH190	<i>využití pro modelování objemových struktur plošného charakteru. Prvek vystihuje vhodněji ohybové namáhání (Mindlin-Reissner teorie). Složen z osmi stupňů volnosti. Každý uzel má tři stupně volnosti – translace x, y, z</i>	roznášecí ocelové desky přiléhající k hranám železobetonové stěny, ocelové HEB profily, plechy tvořící roznášecí rameno a úchyt ramene, teflonová vrstva, roznášecí desky pod aplikovaným zatížením, ocelová deska součástí kluzného uložení, patní desky svislých HEB profilů ocelového rámu

SHELL181	<i>vhodný pro tenké až středně silné skořepinové konstrukce. Element je složen ze čtyř uzlů – každý je definován šesti stupni volnosti – translace x, y, z a rotace os x, y, z.</i>	všechny výztuhy z ocelových plechů různých tloušťek
LINK8, LINK180	<i>prostorové příhradové prvky skládající se ze dvou uzlů – s třemi stupni volnosti na uzlu - translace x, y, z. Podporuje plasticitu</i>	výztuž betonové stěny, spojovací prvky: šrouby
BEAM4, BEAM44	<i>jednoosé prvky vystihující tah, tlak, ohyb i krut. V každém uzlu je šest stupňů volnosti – translace x, y, z a rotace os x, y, z</i>	pomocné prvky v místech připojení prutového prvku k ploše, trubková konzola s rektifikačním šroubem, svislý šroub kloubového přípoje
TARGE170, CONTA173	<i>prvky vzniklé na povrchu objemového, skořepinového či liniového prvku. TARGE – cílová plocha (pevná, flexibilní), CONTA – dosedající plocha (deformovatelná)</i>	místa potřebné k pokrytí kontaktních ploch

Tab. 5.1 Přehled použitých konečných prvků

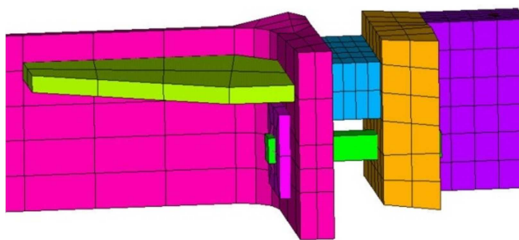
Železobetonová stěna bude namáhána do své únosnosti s výraznými plastickými deformacemi, které musí co nejspojitěji procházet celým modelem stěnového elementu. Proto byla síť výrazně zjemněna na největší rozměr nepřesahující 25 mm. Ve zbývajících částech konstrukce nebyla výrazně omezena velikost samotných prvků a je dána spíše provázaností modelu a geometricky optimální sítí. Rozměry těchto prvků se pohybují do 50 mm.

5.2 Idealizace a řešené detaily návaznosti sítě konečných prvků

Mezi základní požadavky konečně prvkových modelů je, aby tento model byl co nejjednodušší. Tím se zbavujeme velké datové náročnosti a šetříme strojový čas. Samozřejmě vzniklá idealizace má co nejméně zatížit model ve smyslu vzniklých nežádoucích odchylek. Při modelování byly v rámci úspory komplikovanosti konečně prvkového modelu zavedeny tyto předpoklady:

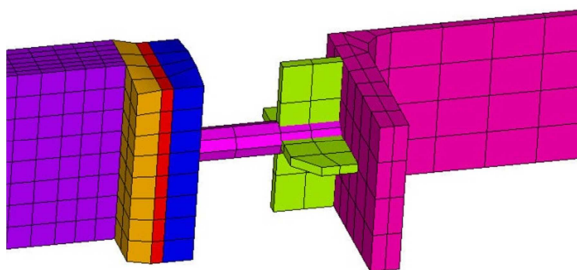
- a) Celá konstrukce zkušebního zařízení je dokonale symetrická po vertikální rovině (rovina stěnového elementu xz). Geometrický model tedy vystihuje pouze polovinu symetrické části zkušebního zařízení. Tím docílíme poměrně výrazného snížení objemu výpočtových dat. Symetrie je zajištěna definováním okrajových vazeb příslušných uzlů.
- b) Navržený šroubový vysokopevnostní spoj, vzniklý mezi vodorovným a svislým ocelovým HEB profilem, by měl vyvolat tak velké tření mezi sevřenými prvky, že nedojde k vzájemnému pokluzu těchto vrstev a k následnému namáhání šroubu v otlacení. Není nutné se zabývat správnou geometrií šroubů a jejich usazení do předvrtaných otvorů. Interakce sítě konečných prvků v tomto detailu je vytvořena pomocí kontaktních prvků. Vzniklý kontakt byl dokonale slepen, působil dokonale tuze na všechny způsoby namáhání a nutnost modelování geometrie šroubů odpadá. Tento druh kontaktu byl použit ve všech stejných situacích styků zajištěnými pomocí vysokopevnostních šroubů.
- c) Všechny výztuhy z ocelových plechů jsou realizovány jako plochy pokryté skořepinovými prvky s konstantní tloušťkou.
- d) Systém stabilizace ocelového rámu je úplně zanedbán. Jedná se pouze o konstrukční prvky, jejichž použití pro konečně prvkový model nemá opodstatnění.
- e) Systém vetknutí je také redukován. Horizontální šrouby s vloženými mezikusy jsou tvořeny prutovými prvky. Opět se ve skutečné konstrukci nepočítá s jejich otlacením. Vložením utahovacího mezikusu, viz Obr. 4.2, dojde k působení šroubu nejenom v tahu, ale i v tlaku. Tento utahovací mechanismus není uvažován a prutové prvky jsou vhodně zajištěny, aby byly aktivovány i při

tlakovém namáhání. Systém hranolů je omezen pouze na jeden modelovaný hranol, který přiléhá k roznášecí ocelové desce, plnící funkci výztuhy.



Obr. 5.1 Konečně prvkový model charakteristického pole vetknutí

- f) V systému kluzného uložení stěnového elementu, jsou idealizovány trubkové konzoly s rektifikačními šrouby do podoby prutového prvku s náhradním kruhovým průřezem. Roznášecí desky a vrstva teflonu zůstávají beze změn, modelovány pomocí objemových prvků. Malý ocelový HEB profil byl nahrazen kvádrem o shodných vnějších rozměrech.



Obr. 5.2 Konečně prvkový model charakteristického pole kluzného uložení

- g) Kloubové uložení roznášecího ramene bylo zjednodušeno na prostorový vodorovný čep se svislým prutovým prvkem nahrazující stabilizační šroub. Pouzdro zajišťující vhodné spojení vodorovného a svislého prvku je nahrazeno společnými vazbami, vytvářející stejné podmínky jako nepřítomné pouzdro. Byla použita tzv. kontaktní CP vazba ve směrech x, y, z mezi příslušnými uzly obou částí. Takto vytvořené vazby nejsou jedinou definicí interakce kloubového uložení roznášecího ramene s úchytem ramene. Pohyb vodorovného čepu kloubového přípoje je omezen velikostí otvoru v úchytné rameni. Vytvořený otevřený kontakt umožňuje přenášení pouze tlakového namáhání při zadaném smykovém tření mezi těmito částmi. Přiléhavost roznášecího ramene na úchyt ramene je vyřešen také pomocí kontaktního páru s nastavením tzv. no separation s nulovou smykovou únosností spoje. Vložená ocelová deska mezi roznášecím

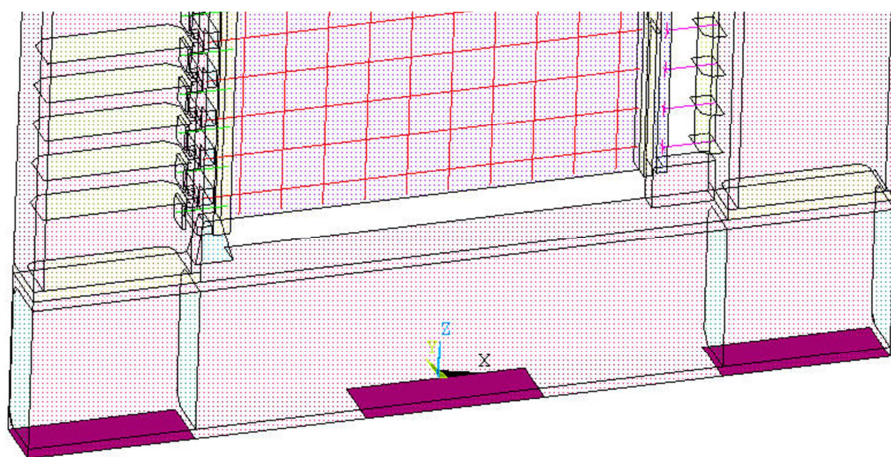
ramenem a vrchní roznášecí deskou železobetonové stěny je pevně uchycena s kloubovým ramenem.

- h) Konečně prvkový model železobetonové stěny je dokonale homogenní těleso. Tuto skutečnost nezmění ani použití nelineárního materiálového modelu betonu z materiálové knihovny multiPlas. Nemusíme uvažovat systém stabilizace železobetonové stěny pro uchování polohy v její vertikální rovině. Prutová výztuž v podobě kari sítě je zúžena do jedné roviny pomocí prutových prvků. Soudržnost výztužných vložek s betonem není uvažována, respektive je nekonečná. Pruty kari sítě, které jsou upevněny na líci ocelové roznášecí desky, u vetknutí, procházejí skrze tuto desku.
- i) Celá konstrukce zatěžovacího zařízení je z oceli. Použití svarových spojů je časté. To se týká zejména styku roznášecích podložek pod hlavami horizontálních prvků ve vetknutí, svislého HEB profilu s patními deskami, spojení výztuh s pásnicemi a stojnou, uchycení hranolů na ocelové roznášecí desky přiléhající k železobetonové stěně a v mnoha dalších případech. Všude v těchto případech, kde v konečně prvkovém modelu nebyla dodržena spojitost sítě konečných prvků, muselo být spojení svarového spoje vyřešeno kontakty, vždy sevřenými k sobě. Bez možnosti vzájemného pohybu, tzv. always bonded.
- j) V konstrukci se objevily i lepené plochy. Tyto plochy již při průběhu zatěžovacích zkoušek plnily funkci „dokonale“ pevného spoje. Proto při modelování došlo ke stejnému postupu jako při svarových spojích. Jednalo se o společné plochy stěnového elementu a přiléhajících ocelových roznášecích desek.
- k) Další skupinou detailů se staly plochy opatřené mazivem k vytvoření vzájemného pokluzu s minimálním smykovým odporem. Takový styk prvků je modelován pomocí kontaktu působícího pouze v tlaku s nulovou smykovou únosností. Definování zmíněného kontaktu je využito u styku teflonové vrstvy s ocelovou roznášecí deskou stěnového elementu v kluzném uložení.
- l) Dále konečně prvkový model obsahuje MPC kontakt a to pro připojení uzlu prutového prvku k přiléhající ploše. Přesněji to byl svislý prvek úchyty ramene a jeho připojení na vodorovný ocelový plech. Byly zde svázány všechny stupně volnosti.

5.3 Okrajové podmínky

V počátcích numerické analýzy byl kompletní konečně prvkový model zkušebního zařízení vetknut přes spodní plochu nižšího vodorovného ocelového HEB profilu. Následně se ukázalo, že takto stanovené okrajové podmínky nevyhovují skutečnému uložení a ovlivňují vyhodnocované parametry, viz odstavec 7.3 M_01: vliv uložení zkušebního zařízení.

Samotné uchycení kompletního konečně prvkového modelu následně proběhlo přes kontaktní prvky, splňující podmínku, že celá konstrukce je samostatný celek, který je pouze položen na vynášející konstrukci, nikoliv pevně spojen s vynášecí konstrukcí. Tyto kontaktní prvky nahrazují neuvažované ocelové plechy, na kterých je konstrukce položena, viz Obr. 5.3. Konstrukce tedy musela být uložena na vrstvě, která zabraňovala pouze propadu konstrukce jako celku.

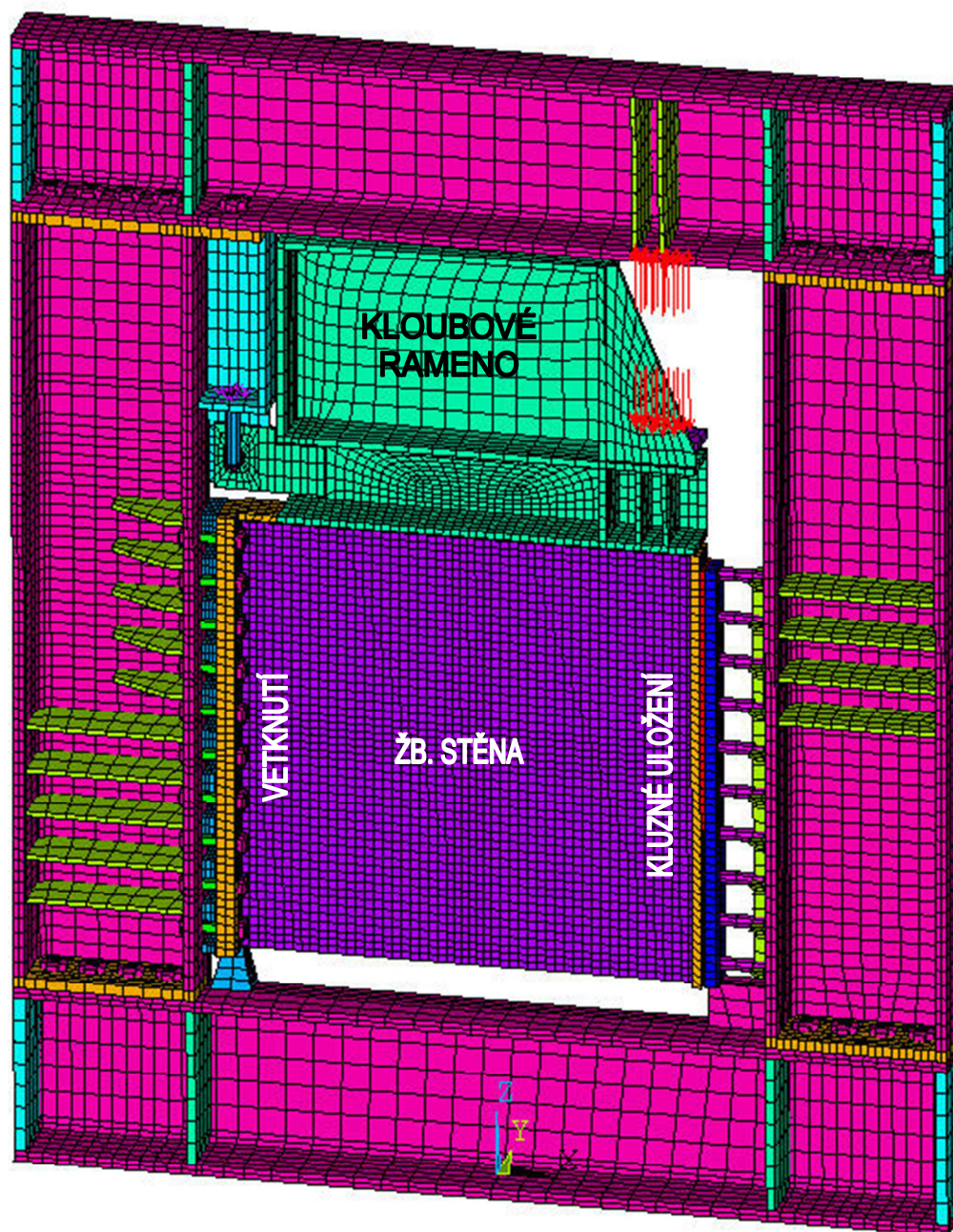


Obr. 5.3 Uložení modelu na kontaktní prvky

Zatěžující lis v podobě válce není uvažován. Zatížení probíhá aplikací plošného zatížení na příslušné uzly modelovaných roznášecích desek zatěžujícího lisu. Radiální deska neplní přesně svůj stanovený účel, čímž je změna polohy působení zatížení při rotaci roznášecího ramene. Nedojde-li k velkým rotacím je toto uzpůsobení přijatelné.

Jak bylo naznačeno dříve, zatížení probíhalo v pevně stanovených cyklech po daných časových intervalech. Čas potřebný na otestování jednoho typu stěnového elementu se pohyboval okolo 9000 s, což po přepočtu činí 150 minut. Z poměrně krátké délky trvání jedné zkoušky nebylo uvažováno výrazného projevu reologických účinků. Cyklické

zatížení není uvažováno, tudíž řešená numerická úloha na základě svých vstupních parametrů není závislá na čase. Ačkoliv časový faktor při opravdové zatěžovací zkoušce hrál roli už z pouhé známé fráze: Záleží na historii napětí v betonu a jeho stáří. Konkrétní naměřené hodnoty samozřejmě obsahují data v plném časovém rozsahu. V pozdějším vyhodnocení je pro přehlednost vynesena pouze obálka maximálních dosažených hodnot při zatěžovacích zkouškách.



Obr. 5.4 Kompletní konečně prvkový model zkušebního zařízení

6 POPIS POUŽITÝCH MATERIÁLOVÝCH MODELŮ

Následující kapitola popisuje použité nelineární materiálové modely a materiálové charakteristiky výpočtového modelu.

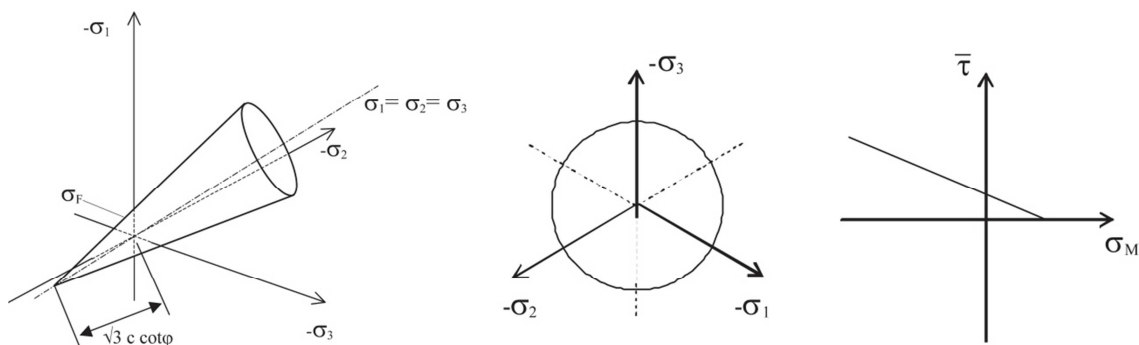
6.1 multiPlas

Cílem výpočtu je popis chování železobetonového elementu při zatěžování do jeho maximální únosnosti. Je tedy nutné popsat nelineární chování betonu. Použitý výpočtový software ANSYS standardně nenabízí nelineární materiálový model betonu a proto byl použit materiálový model z knihovny materiálových modelů multiPlas.

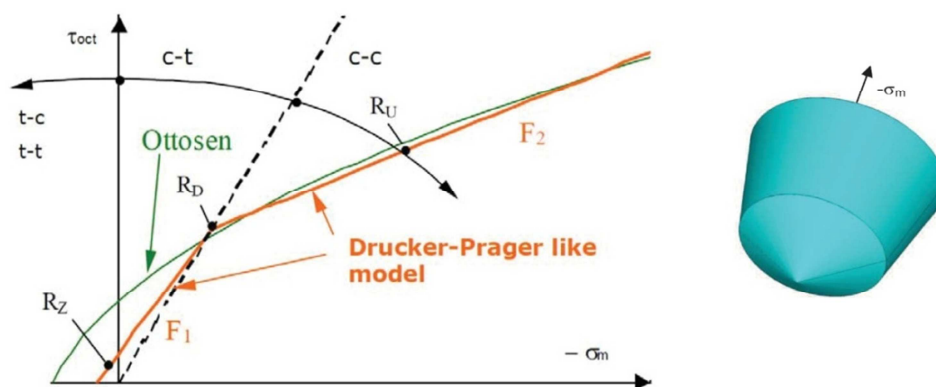
Tato knihovna materiálových modelů je vyvíjena německou firmou DYNARDO GmbH a obsahuje řadu nelineárních modelů materiálů používaných při MKP výpočtech stavebních konstrukcí (beton, dřevo, zeminy, horniny).

6.1.1 *Modifikovaná Drucker-Pragerova podmínka plasticity*

Modifikovaná podmínka plasticity vychází z Drucker-Pragerovy podmínky, viz. Obr. 6.1. Skládá se ze dvou Drucker-Pragerových podmínek, které popisují reálnou pevnost betonu v tahu i v tlaku. Podmínka plasticity složená ze dvou ploch je zobrazena na obr. Obr. 6.2. Srovnání této podmínky s modelem betonu podle Ottosena, viz. Obr. 6.2, ukazuje výhodu Drucker-Pragerovy podmínky složené ze dvou ploch plasticity. Oba modely mají velmi podobný popis pevnosti v tlakové oblasti. V tahové oblasti může zvolená Drucker-Pragerova podmínka modelovat skutečnou pevnost, oproti tahové pevnosti Ottosenova modelu, kde je značně nadhodnocena. Další výhodou je, že podmínku plasticity lze definovat pomocí základních charakteristik betonu R_D (jednoosá pevnost v tlaku), R_Z (jednoosá pevnost v tahu) a R_U (biaxiální pevnosti v tlaku).



Obr. 6.1 Kritérium Drucker/Prager

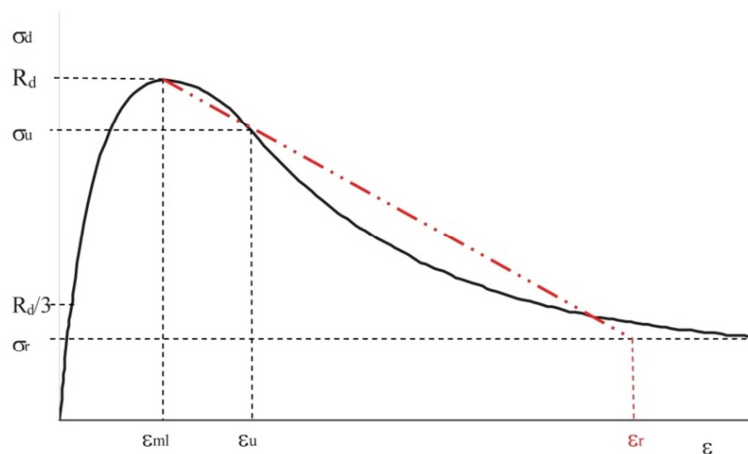


Obr. 6.2 2D a 3D zobrazení Drucker/Prager

6.1.2 Působení betonu v tlaku

Při jednoosé tlakové napjatosti je vztah mezi napětím a přetvořením charakterizován třemi oblastmi, viz Obr. 6.3:

- lineární (elastická), obvykle dosahující 40% pevnosti v tlaku,
- zpevnění (hardening), tato oblast následuje až do dosažení pevnosti betonu v tlaku, oblast je doprovázena z počátku tvorbou mikrotrhlin, které se spojují při zvyšování úrovně namáhání,
- změkčení (softening) následuje po dosažení maximální pevnosti v tlaku a je charakterizována klesající pevností, která postupně dosahuje reziduální hodnoty. Sklon klesající větve vyjadřuje křehkost materiálu.



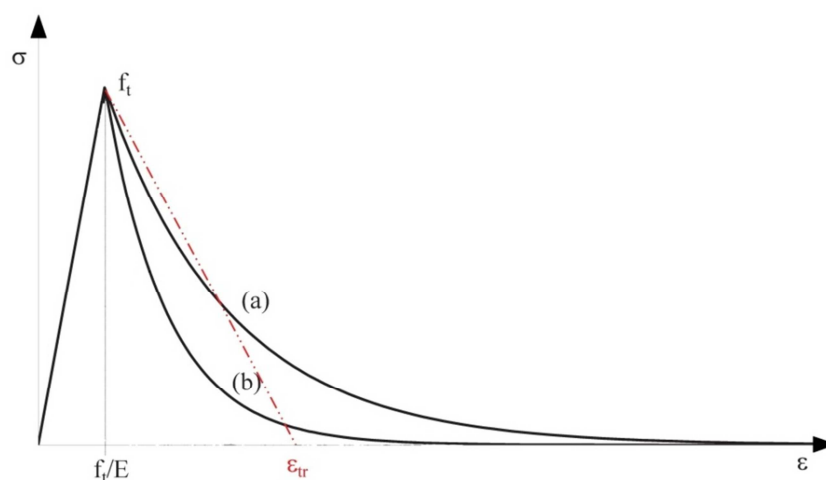
Obr. 6.3 Pracovní diagram betonu v tlaku

Změkčení betonu v tlaku lze definovat lineární funkcí nebo parabolicko-exponenciálním průběhem, viz Obr. 6.3.

6.1.3 Působení betonu v tahu

Beton je křehký materiál, u kterého při překročení tahové pevnosti vznikají trhliny a dochází k tzv. změkčení. Až při jejich uvažování lze při numerické analýze získat přijatelné výsledky přibližující se k reálnému chování konstrukce. Trhliny jsou uvažovány v použitém modelu jako rozetřené s modelem změkčení. Samotný tvar trhlin není součástí modelu, ale ovlivňují stav napjatosti a přetvoření.

Proces změkčování je formulován s ohledem na disipaci energie v důsledku výskytu trhliny. Po vzniku trhliny se musí z plochy trhliny disipovat energie G_F . K odstranění vlivu velikosti sítě konečných prvků byl použit Bažantův model pásu trhlin.



Obr. 6.4 Pracovní diagram betonu v tahu podle nástavby Multiplas

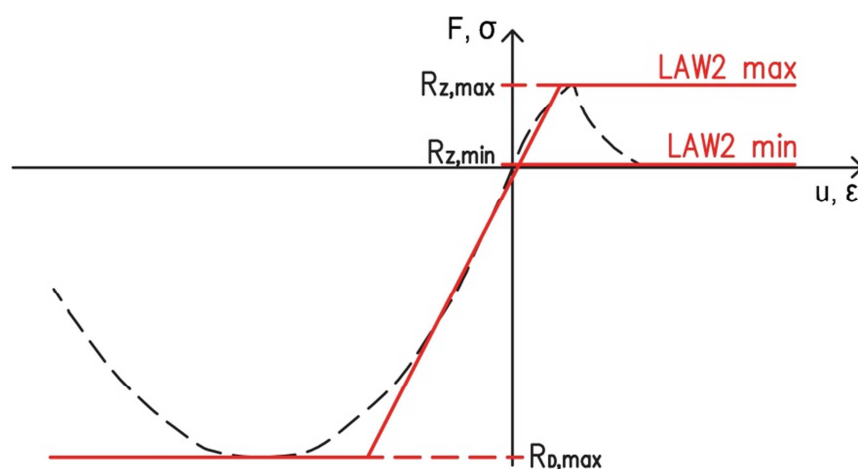
Pružné chování betonu v tlaku se předpokládá až do pevnosti betonu v tahu f_t . Po dosažení této pevnosti lze volit lineární nebo exponenciální změkčení.

6.2 Stěnový element

Pro potřeby konečně prvkového modelu stěnového elementu byly použity dva druhy nelineárního materiálového popisu chování betonu z materiálové knihovny multiPlas. Oba jsou založeny na modifikované Druker-Pragerově podmínce plasticity.

První z nich, označovaný zkratkou LAW2 předpokládá ideálně pružno-plastické chování betonu v tahu i tlaku. Maximální pevnost betonu v tlaku byla uvažována hodnotou $R_D = 44\text{MPa}$, v tahu $R_Z = 2,5\text{MPa}$, viz obr. Obr. 6.5. Tato varianta nastavení nelineárního materiálového modelu je dále označována jako „LAW2 max“. Při použití tohoto materiálového modelu, nedochází ke změkčení betonu v tlaku i tahu. Ukončení bilineární větve pracovního diagramu není limitní hodnotou přetvoření betonu v žádném z případů definována. Takto získané výsledky lze považovat za nadhodnocené, a aby bylo možné se lépe přiblížit ke skutečnému chování, je definována druhá varianta nelineárního materiálového modelu „LAW2 min“. U této druhé varianty „LAW2 min“ jsou stanoveny pevnostní parametry následovně $R_D = 44\text{MPa}$, v tahu $R_Z = 0,1\text{MPa}$, viz obr. Obr. 6.5.

Lze očekávat, že modely s maximální a minimální tahovou pevností betonu tvoří hraniční případy, mezi nimiž se výsledná odezva reálné konstrukce nachází.

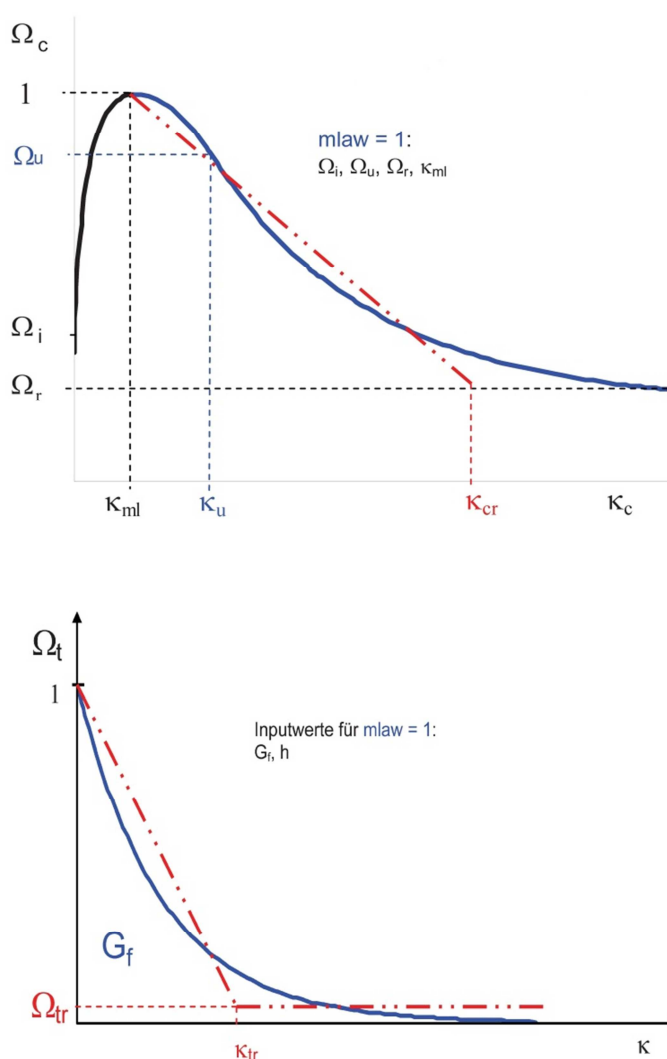


Obr. 6.5 Varianty použitých nelineárních materiálových modelů

Bilineární pracovní diagram nadhodnocuje únosnost po dosažení pevnosti v tlaku i při vyloučení minimální pevnosti v tahu - LAW 2 min. I přes tuto nevýhodu byl model LAW2 zaveden kvůli numerické stabilitě výpočtů i menší náročnosti na strojový čas. Na tomto materiálovém modelu byl konečně prvkový model odladěn do finální podoby.

Pro přesnější získání hodnoty maximální únosnosti stěnového elementu byl využit nelineární materiálový model označovaný jako „LAW9“. Tento materiálový model v plném rozsahu vychází z konfigurace „LAW2“, ale umožňuje zadání pracovního diagramu betonu v tlaku i tahu s možností definování změkčení v tahu i tlaku. Použité pracovní diagramy s exponenciálním změkčením jsou zobrazeny na Obr. 6.6. Uváděné parametry korespondují s označení na níže zobrazených schématech:

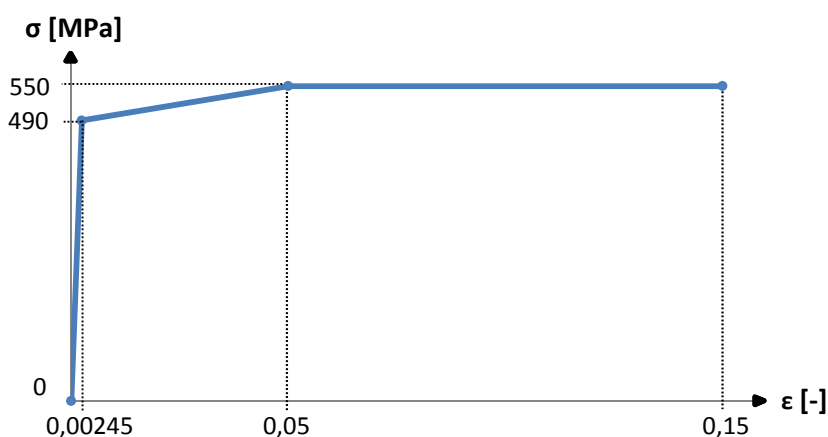
$$\begin{aligned}\Omega_i &= 0,4, \\ \Omega_u &= 0,88, \\ \Omega_r &= 0,2, \\ \kappa_{ml} &= 0,0023 \cdot R_d / E_c, \\ \kappa_u &= 0,0035 \cdot \Omega_u \cdot R_d / E_c, \\ G_F &= 300 \text{ N/m}\end{aligned}$$



Obr. 6.6 Pracovní diagramy betonu – nahoře tlak, dole tah

Modul pružnosti E a objemová tíha ρ betonu byly zadány na základě uvedené Tab. 2.1 takto: $E = 28 \text{ MPa}$, $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$. Všechny ostatní hodnoty až na lomovou energii jsou převzaty z norem EN. Výpočty s lomovou energií nižší než $G_f < 300 \text{ N/m}$ vykazovaly problémy s konvergencí.

Pro kompletní popis stěnového elementu je nutné definování materiálového modelu betonářské výztuže. Výztuž byla definována pomocí multilineárního pracovního diagramu, viz Obr. 6.7. Dále byl specifikován poissonův součinitel $\nu = 0,3$ a objemová hmotnost $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.



Obr. 6.7 Multilineární pracovní diagram betonářské výztuže

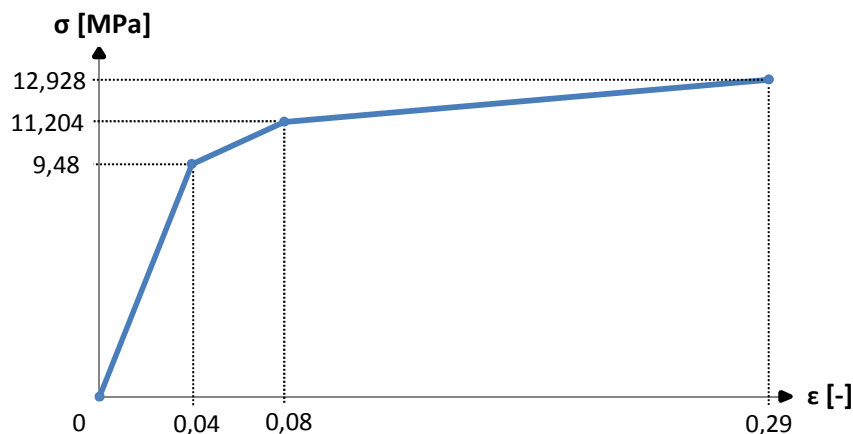
6.3 Konstrukce zkušebního zařízení

Konstrukce zkušebního zařízení je vyrobena z oceli. Na základě předběžné analýzy bylo prokázáno, že napětí všech částí zkušebního zařízení, při maximálním zatížení, se nachází v lineární větvi pracovního diagramu oceli. Postačuje tedy lineární materiálový model s následujícími parametry:

- modul pružnosti $E = 200 \text{ GPa}$,
- poissonův součinitel $\nu = 0,3$,
- objemová hmotnost $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Platnost předpokladu lineárního chování byla ověřena porovnáním vypočtených napětí s mezí kluzu použité oceli.

Součástí zkušebního zařízení je teflonový pás, jehož chování bylo popsáno trilineárním pracovním diagramem se zpevněním, podle schématu na Obr. 6.8 a s uvažovanou hodnotou poissonova součinitele $\nu = 0,46$ a objemovou hmotností $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$.



Obr. 6.8 Pracovní diagram teflonového pásu

V dostupné dokumentaci, definující parametry zkušebního zařízení, nebyla definována tuhost siloměru umístěného v patě vetknutí. Tuhost siloměru byla zvolena tak, aby při maximálním zatížení došlo ke zkrácení siloměru o 0,5 mm. Tento předpoklad byl ověřen výpočty s rozdílnou tuhostí siloměru, které prokázaly, že citlivost odezvy konstrukce na změnu tuhosti siloměru je velmi malá.

Součinitel smykového tření mezi ocelovými prvky byl uvažován ve všech případech konstantní hodnotou $\mu = 0.15$.

7 FÁZE VÝVOJE KONEČNĚ PRVKOVÉHO MODELU A JEHO VYHODNOCENÍ

7.1 Analyzované parametry stěnového elementu

V kapitole 3 Proces zatěžovací zkoušky byly rozepsány všechny měřené parametry stěnového elementu. Tím jsou zkosení stěny jako celku, zkosení sledovaných oblastí, okrajové síly stabilizující stěnový element a maximální únosnost železobetonové stěny.

Při podrobné numerické analýze nebyly srovnávány všechny dostupné hodnoty. V této kapitole jsou k vyhodnocení vybraná pouze některá data ze skutečně naměřených hodnot, přesněji:

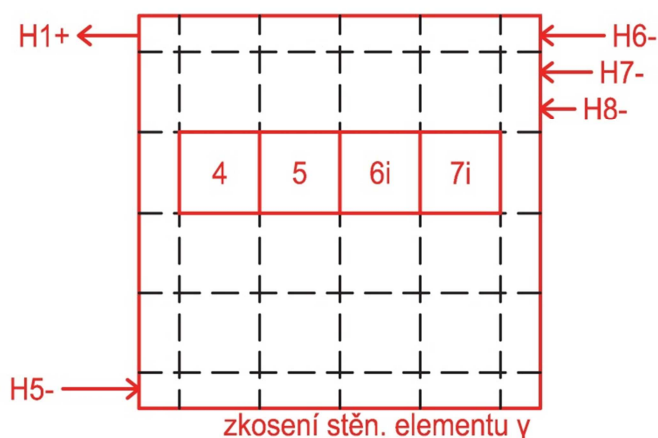
- a) **zkosení stěnového elementu jako celku**
(zpracováno v grafu – zkosení vs. zatěžující síla),
- b) **zkosení sledovaných oblastí č. 4 a 5**
(zpracováno v grafu – zkosení výseku vs. zatěžující síla),
- c) **horizontální stabilizující síly H1+, H5-, H6-, H7-, H8-**
(zpracováno v grafu – stabilizující síly vs. zatěžující síla),
- d) **maximální únosnost zkoumaného prvku**
(srovnání s $F_{\text{limitní}} = 555,7 \text{ kN}$)

Důvod snížení počtu sledovaných oblastí k vzájemnému porovnání s numerickými hodnotami, viz Obr. 3.3, uvádí sám autor disertační práce [1]. Požadovaná přesnost měření byla dodržena pouze na oblastech č. 4 a 5. Ostatní oblasti byly ovlivněny postupným vznikem trhlin při zatěžování. Tyto trhliny uvolnily přichycené tenzometry na povrchu stěny a tím došlo ke zkreslení měřených parametrů. Dále byly nově zařazeny dvě nové oblasti, označené 6i a 7i, dle níže zobrazeného schématu, sloužící k možnosti srovnání chování těchto oblastí, vyskytujících se po horizontální délce železobetonové stěny.

Vertikální síly $F_{\text{zatěžující}}$ a R nejsou v této práci vyhodnocovány z důvodu minimálního, spíše žádného přínosu pro zkoumané účely. Samozřejmě jejich správnost byla v postprocesingu postupně ověřována.

Horizontální stabilizující síly ve vetknutí byly zúženy pouze na okrajové měření. Pokud dojde ke shodě první a poslední stabilizující síly je dále intuitivně předpokládána patřičná shoda i vnitřních měření. V posuvném uložení a jeho měření horizontálních sil je situace odlišná. Proto jsou srovnávána všechna tři dostupná měření stabilizujících sil u pravého kluzného uložení.

Schéma parametrů určených ke srovnání mezi numerickými výpočty a dostupnými hodnotami měření je znázorněn na Obr. 7.1.



Obr. 7.1 Schéma vyhodnocovaných parametrů

Vývoj konečně prvkového modelu do finální podoby probíhal v několika fázích. Každá podkapitola již svým pořadovým číslem M_XX uvádí své zařazení do pomyslné časové osy se stručným popisem, vystihující hlavním oblast vývoje popisovaného konečně prvkového modelu. V postupném vývoji jsou vyhodnocovány vždy získané výsledky, které slouží ke zpřesnění konfigurace následujícího konečně prvkového modelu. Finální konečně prvkový model poslouží k přímému porovnání s naměřenými daty a bude provedena podrobná analýza mezi případnou neshodou těchto měření.

7.2 M_00: ověření použitých nelineárních materiálových modelů betonu

Tento, doposud nepopisovaný, konečně prvkový model má sloužit k přímému srovnání s provedenými numerickými výpočty v programech ATENA a DIANA. Nově

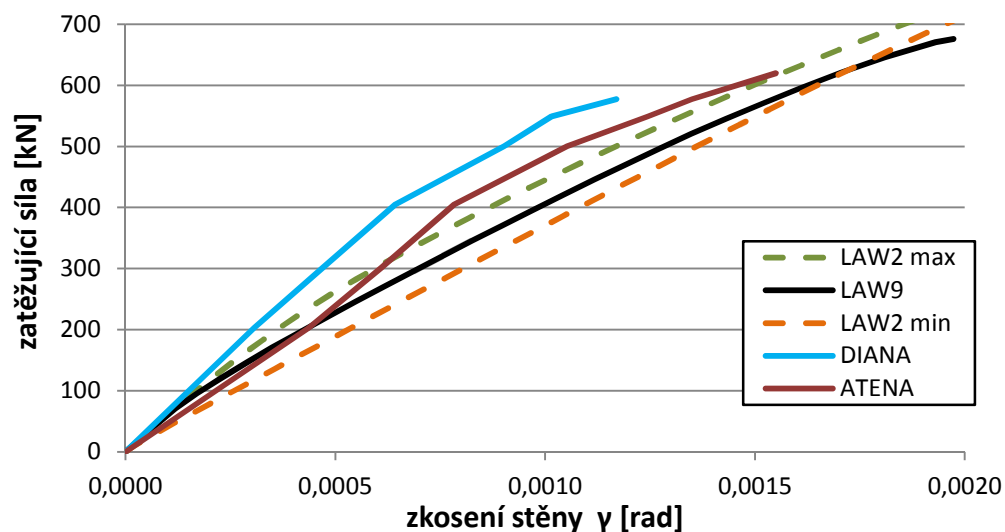
sestavená databáze má obdobné parametry jako uvedené modely v disertační práci „Nelineární a plastická analýza vyztužených betonových konstrukcí a detailů“ [2].

Model se skládá z „pouze“ tří hlavních prvků: vyztuženého stěnového elementu, idealizovaného kloubového ramene a roznášecí desky s radiálním ložiskem, viz Obr. 7.2. Okrajové podmínky jsou realizovány obdobně jako u kompletního modelu, tj. levá strana je vetknutá a pravá strana je zajištěna pomocí nedeformovatelného kluzného kontaktu. S tím rozdílem, že tyto vazby nejsou v interakci s ocelovým rámem. V podstatě se dá uvést, že tento model splňuje na sto procent požadované okrajové podmínky, kterých mělo dosáhnout samotné zkušební zařízení. Jak již bylo zmíněno výše, tak průběh výsledných parametrů skutečné zatěžovací zkoušky byl ovlivněn tuhostmi dílčích částí zkušebního zařízení. Tato skutečnost má vliv na napjatost zkoumaného stěnové elementu. Užitečnost tohoto modelu vychází z potřeby zjištění rozdílného chování nelineárních materiálových modelů, použitých v odlišném softwarovém vybavení, tj. mezi ANSYS, ATENA a DIANA.



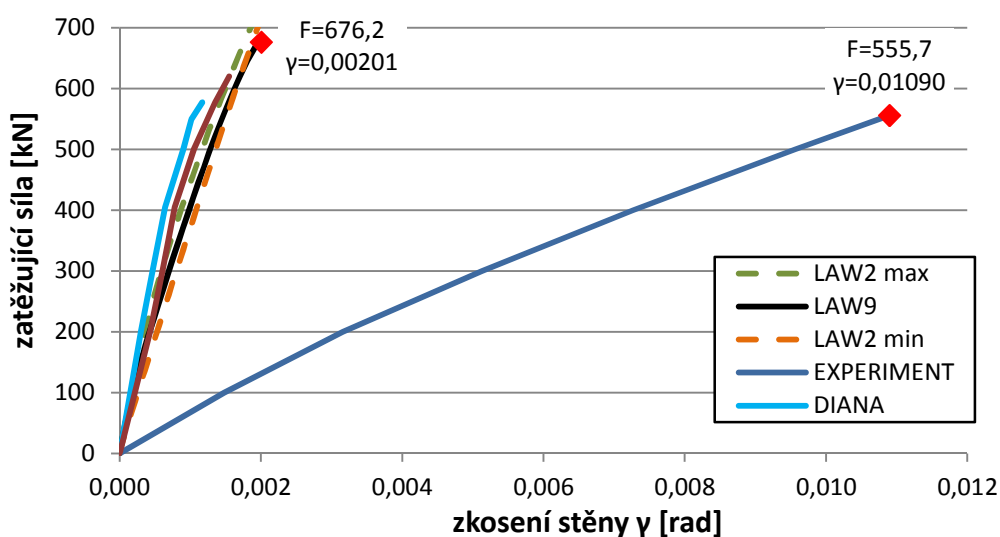
Obr. 7.2 Konečně prvkový model M_00

Výsledný graf zkosení stěnového elementu, na Obr. 7.3, je vynesena na základě změny geometrie, popisované v podkapitole 3.1 Sledované deformace stěnového elementu s uvedenou rovnicí 2.1, vlivem působící zatěžující síly. Graf obsahuje všechny uvažované varianty nelineárního materiálového modelu betonu s uvedenými parametry, dle podkapitoly 6.2 Stěnový element.



Obr. 7.3 Graf detailního srovnání zkosení stěnového elementu, M_00

Popisované nelineární materiálové modely, jež takto prokázaly svou vhodnost použití, jsou následně uvažovány ve všech fázích kompletního konečně prvkového modelu. Porovnání numerické analýzy, modelu M_00, s naměřenými hodnotami zatěžovací zkoušky viz Obr. 7.4.



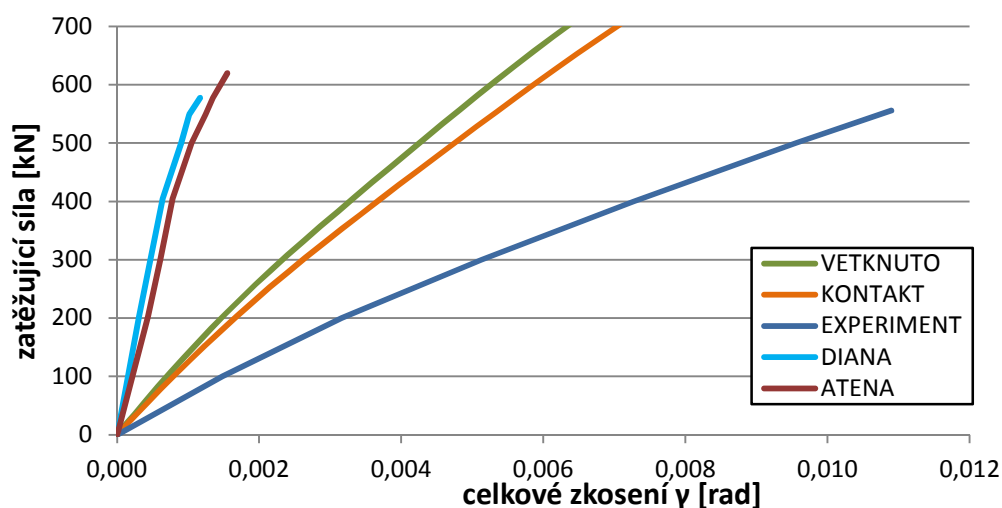
Obr. 7.4 Graf zkosení stěnového elementu, M_00

7.3 M_01: vliv uložení zkušebního zařízení

Zde je použit kompletní konečně prvkový model zahrnující geometrii stěnového elementu, včetně popisovaného zkušebního zařízení. Zobrazené výsledky jsou získané z odlišnosti modelů, přesněji z jejich variant uložení na vynášející konstrukci,

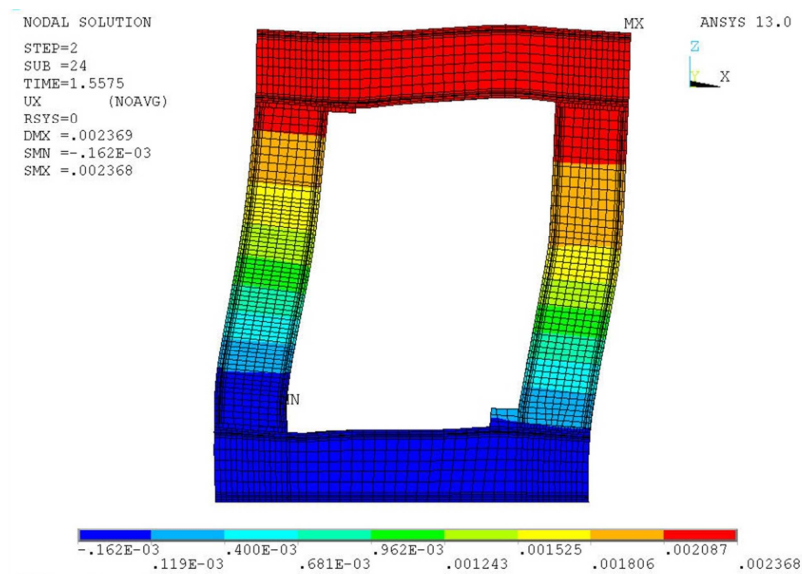
popsaných v kapitole 5.3 Okrajové podmínky. Dosažené parametry z numerické analýzy tohoto, ale i následujícího, konečně prvkového modelu využívají nelineárního materiálového modelu betonu, typu LAW2 max, udávající nadhodnocené hodnoty.

Z Obr. 7.5 je patrné, že uvažováním uchycení konstrukce jako vetknutí dojde k viditelné odchylce od modelu, který přesněji vystihuje vliv uložení konstrukce jako celku, tj. použití kluzného kontaktu nahrazující ocelové plechy. Nelze si nevšimnout výrazného přiblížení celkového zkosení k naměřeným hodnotám ze zatěžovacích zkoušek. To je způsobeno geometricky kompletním, i když doposud „neoptimalizovaným“, konečně prvkovým modelem, který již teď dokazuje, že předpoklady o počáteční malé tuhosti ocelového rámu je správný.

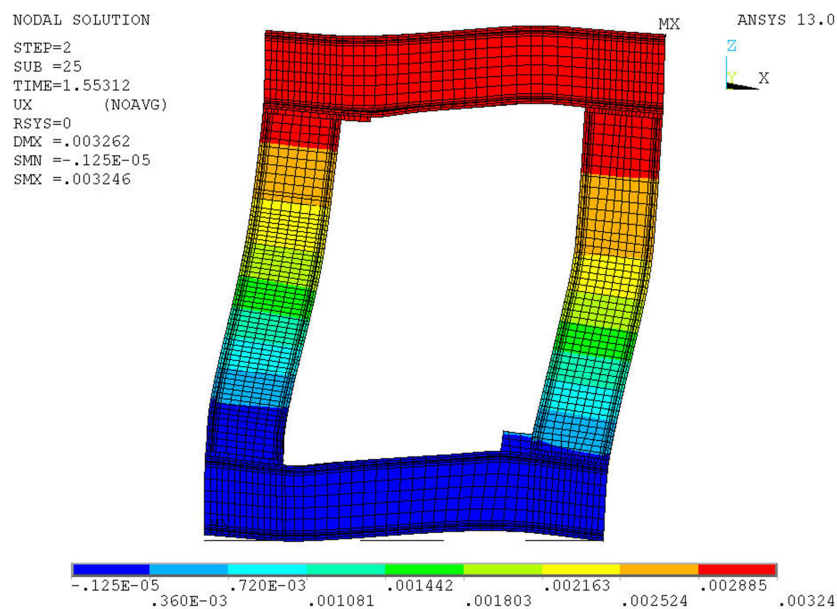


Obr. 7.5 Graf srovnání variant uložení

Nejenže dojde k získání rozdílných parametrů deformace stěnového elementu mezi popisovanými variantami, ale projeví se v podstatě naprosto rozdílné chování ocelového rámu, viz srovnání deformace ocelového rámu při zvětšeném měřítku (100x) na Obr. 7.6 a Obr. 7.7. Deformace jsou zobrazovány spolu s vykreslením horizontálního posuvu pro zatěžující sílu $F = 550$ kN. Tato hodnota je stanovena jako referenční na základě skutečné limitní zatěžovací síle $F_{\text{limitní}} = 555,7$ kN.

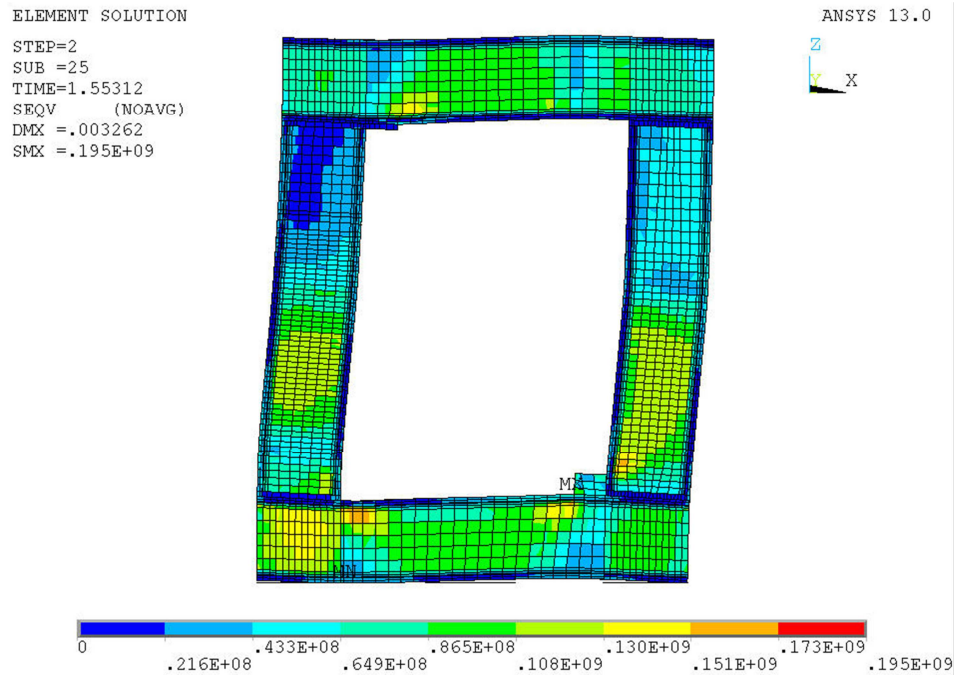


Obr. 7.6 Horizontální posuv u_x , M_01-vetknuto



Obr. 7.7 Horizontální posuv u_x , M_01-kontakt

Již dříve bylo uvedeno, že napětí vzniklé v ocelovém rámu se nachází v elastické oblasti, což potvrzuje Obr. 7.8. Maximální dosažené napětí v ocelovém rámu je $\sigma_{eqv} = 195 \text{ MPa}$ při působení hydraulického lisu silou $F = 550 \text{ kN}$.

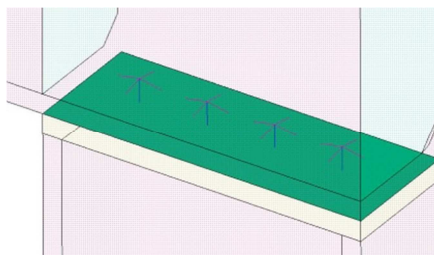


Obr. 7.8 Ekvivalentní napětí σ_{eqv}

7.4 M_02: zpřesnění idealizace vysokopevnostního šroubového spoje

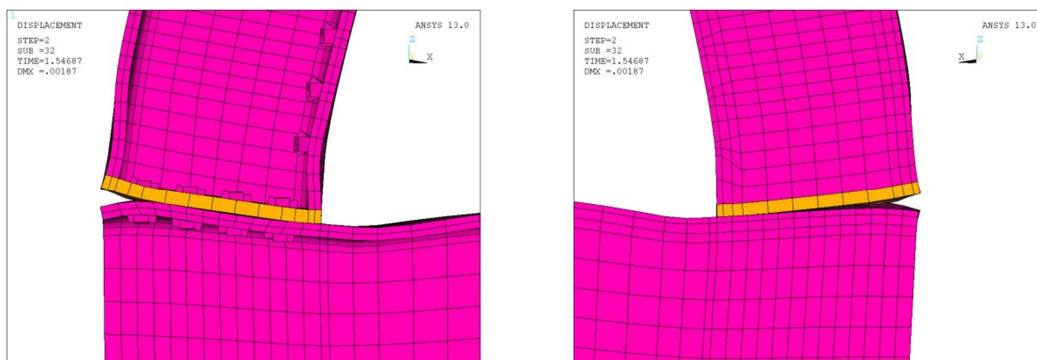
Tento model má za úkol stanovit, jak podrobně je nutné uvažovat navržené šroubové vysokopevnostní spoje. Na základě doposud zveřejněných výsledků vidíme, že model M_01 obsahuje určité rezervy v projevu celkového zkosení. Potvrdila se domněnka velkého vlivu tuhosti ocelového rámu na dosaženém analyzovaném celkovém zkosení. Dalším krokem bylo uvažování přesnějšího způsobu modelování šroubového vysokopevnostního spoje. Do této chvíle model obsahoval variantu, popisovanou v odstavci 5.2 Idealizace a řešené detaily návaznosti sítě konečných prvků, vzniklého kontaktu včetně jeho působení v tahu. Samozřejmě výchozím modelem pro další analýzu se stal model M_01-kontakt, který doposud prokázal nejbližší shodu celkového zkosení k hodnotám prokázaným zkouškami. Zpřesněným řešením je varianta vyloučení působení kontaktu v tahu, kterou obsahuje tento model. Šrouby budou uvažovány pouze prutovými prvky s daným předpětím, působící na přibližně stejné ploše jako je plocha hlavy šroubů. Kontaktní plochy budou mít nulovou pevnost v tahu, tudíž jsou nastaveny pouze na přenos tlakového napětí s nekonečnou tuhostí ve tření mezi spojenými plochami. Tahové namáhání musí přenášet již popisované prutové prvky nahrazující

vysokopevnostní šrouby. Schéma detailu šroubového spoje je znázorněno na Obr. 7.9. Předpětí šroubů bylo odhadnuto na napětí $\sigma = 550$ MPa.



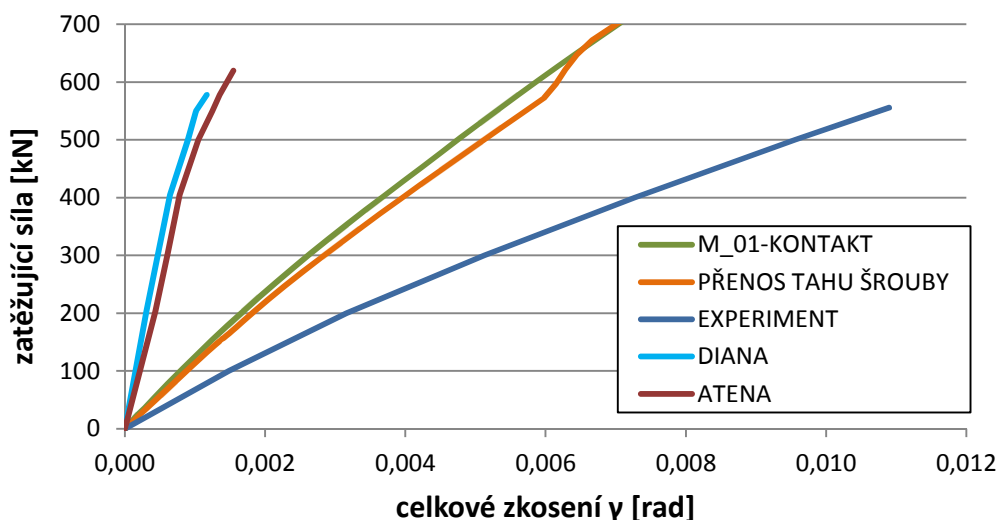
Obr. 7.9 Kontakt s vyloučením tahu a následné zajištění pomocí prutových prvků

Již předem nebyl očekáván výrazně velký vliv upřesnění šroubového spoje. Ze skutečného záznamu zkosení železobetonové stěny je viditelné, že vysokopevnostní spoj byl navržený a předepnutý na dostatečné napětí. Při opačné situaci, a to překonání tření mezi sevřenými prvky, by průběh výsledného zkosení nebyl spojitý. Překonání smykové síly by mělo za následek pokluz sevřených vrstev mezi sebou, do situace působení dřívku šroubu v otlacení. Tato situace by se projevila náhlým skokem zaznamenávaných hodnot. Spíše než o samotné působení šroubů a jejich předpětí, šlo tedy o vystihnoutí chování patní desky a její tuhosti. Deformace vysokopevnostního šroubového spoje je zobrazena na Obr. 7.10, při referenční síle a měřítku 100x.



Obr. 7.10 Detail deformace vybraného vysokopevnostního šroubového spoje, vlevo přední pohled, vpravo zadní pohled

Vliv na celkové zkosení je znázorněn na Obr. 7.11.



Obr. 7.11 Srovnání variant idealizace vysokopevnostního šroubového spoje

Z výše umístěného grafu je patrné, že uvažováním přesnějšího modelu vysokopevnostního šroubového spoje došlo opět k získání lepší odezvy konstrukce. Konečně prvkový model ocelového rámu již vystihuje dostatečně podrobně navrženou konstrukci a jeho další zpřesnění není z dostupných podkladů odhadnutelné. Pro model, M_02- přenosem tahu šrouby, je sestavena kompletní databáze výpočtů. Tím je na mysli doplnění analýzy LAW2 max o další dva zbylé typy nelineárních materiálových modelů betonu, tj. LAW2 min a LAW9. Z dostupné numerické analýzy známe horní hranici výsledků. Spodní hranici není možné odhadnout a tím i daná velikost plochy, kde se konečná vyhodnocovaná křivka bude pohybovat.

Rozptyl limitních křivek, daných analýzou na základě nelineárních materiálových modelů LAW2 max a LAW2 min, by mohl být tak veliký, že spodní křivka se bude nacházet až pod křivkou ze skutečných naměřených hodnot. To by znamenalo, že následně použitý nelineární materiálový model LAW9 ,by se mohl přiblížit či dokonce „překrýt“ srovnávanou křivku. Tyto analýzy jsou zpracovány v samostatné kapitole 7.5 M_03: kompletní analýza, i když v této kapitole nedochází ke změně konečně prvkového modelu označeného M_02-přenos tahu šrouby. Jedná se o přehlednější orientaci ve výsledcích.

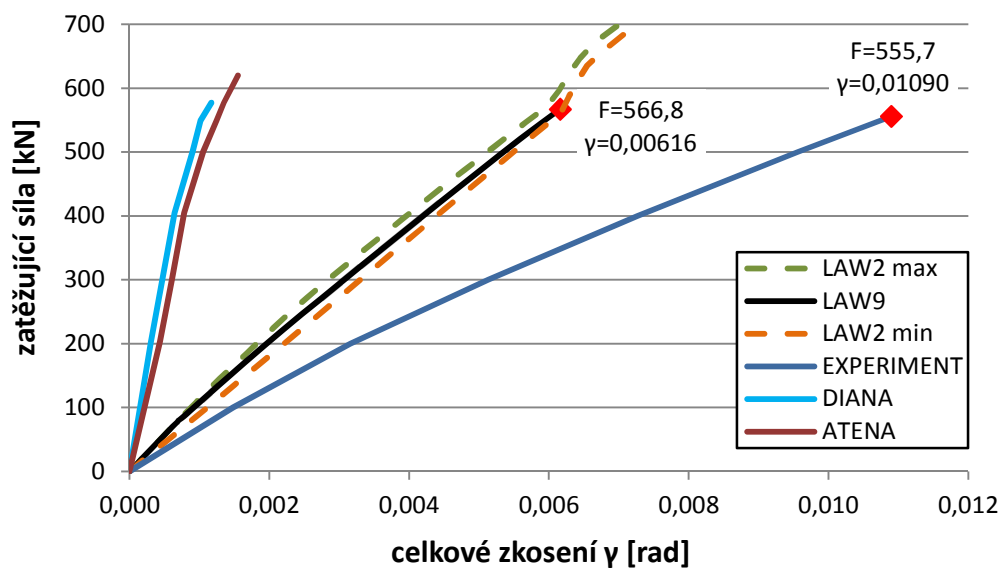
7.5 M_03: kompletní analýza

Pro rekapitulaci se jedná o model popisovaný v odstavci 5 Konečně prvkový model, který je následně upraven na základě předchozího vývoje M_01 a M_02. To znamená, že model je uložen na kontaktních prvcích, nahrazující ocelové plechy a jsou přítomny prutové prvky nahrazující vysokopevnostní šrouby.

V grafu, viz Obr. 7.12, jsou vyneseny křivky pro všechny použité nelineární materiálové modely betonu. Již na první pohled je jasné, že rozptyl daný křivkami LAW2 max a LAW2 min, je velice malý. Následně i nejpodrobnější nelineární materiálový model, označovaný LAW9, dává tudíž pouze nepatrně lepší výsledky než materiálový model LAW2 max. Řešená úloha není „výrazně citlivá“ na zadaný parametr pevnosti betonu v tahu. Daleko více se projevuje nutnost vhodného modelování pevnosti betonu v tlaku.

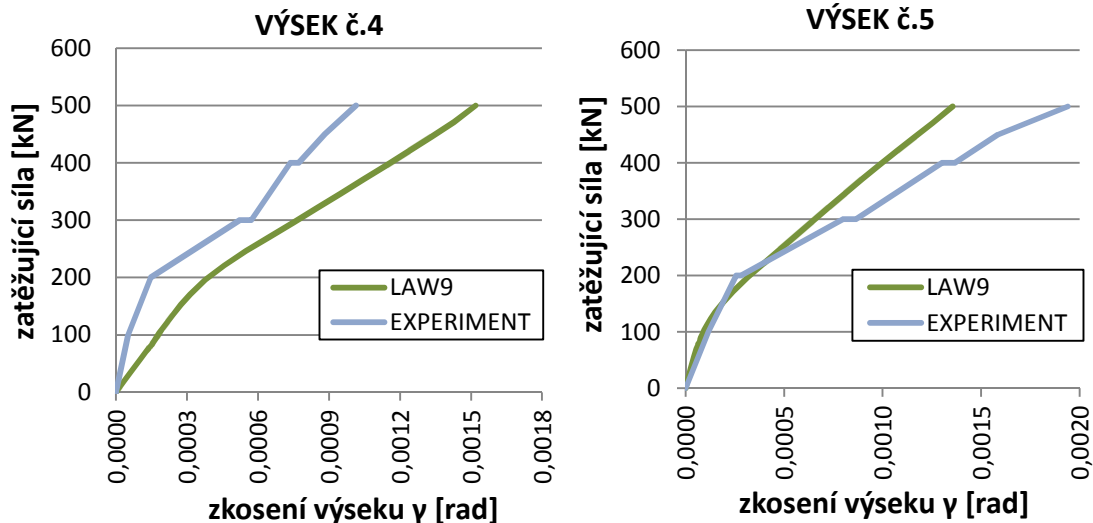
Zároveň zde, ale došlo k velkému pokroku v oblasti maximálního namáhání stěnového elementu. Maximální stanovená zatěžující síla stěnového elementu byla v modelu M_00, pomocí numerické analýzy, stanovena na hodnotu $F_{\max, M_00} = 676,2 \text{ kN}$. Tato síla se velice lišila od síly stanovené při průběhu zatěžovací zkoušky $F_{\text{limitní}} = 555,7 \text{ kN}$. Tento rozdíl vznikl tím, že okrajové podmínky modelu M_00 jsou pevně stanovené. Numerická analýza modelu M_03 stanovila maximální možné zatížení, které je schopna stěna přenést na hodnotu $F_{\max, M_03} = 566,8 \text{ kN}$. Což je vynikající shoda s prováděným experimentem.

Ke snížení maximální možné síly došlo na základě vzájemné interakce vetknutí a kluzného uložení s ocelovým rámem. Lze říci, že modelované vetknutí a kluzné uložení modelu M_03 je výrazněji tuhostně měkčí, vlivem tuhosti ocelového rámu, než-li „přesné“ okrajové podmínky modelu M_00, ke kterému se tato tuhost v reálné zatěžovací zkoušce měla co nejvíce přiblížit.

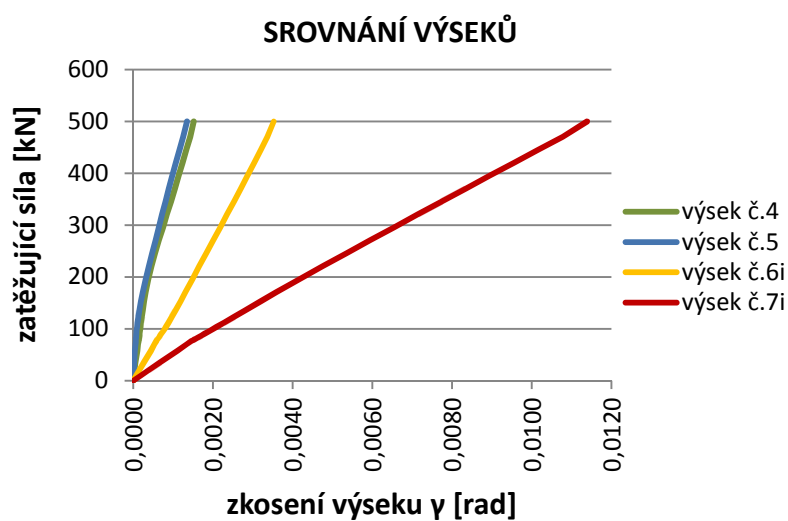


Obr. 7.12 Celkové zkosení, M_03

Další srovnávací parametr železobetonové stěny, se záznamy experimentu, je i zkosení vybraných sledovaných oblastí na stěnovém elementu a vyhodnocení okrajových sil viz kapitola 7.1 Analyzované parametry stěnového elementu. Grafická interpretace těchto parametrů je znázorněno na obrázcích níže.

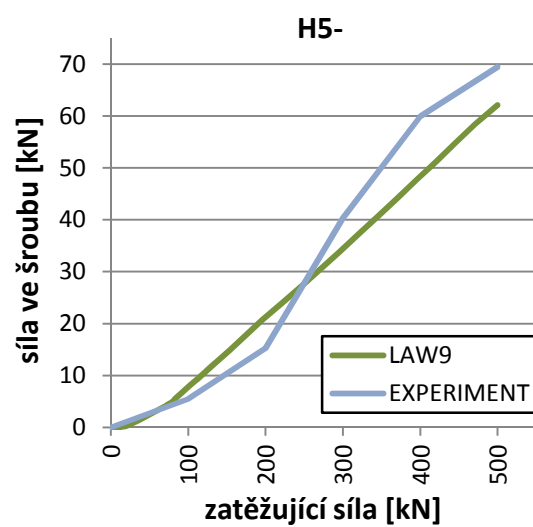
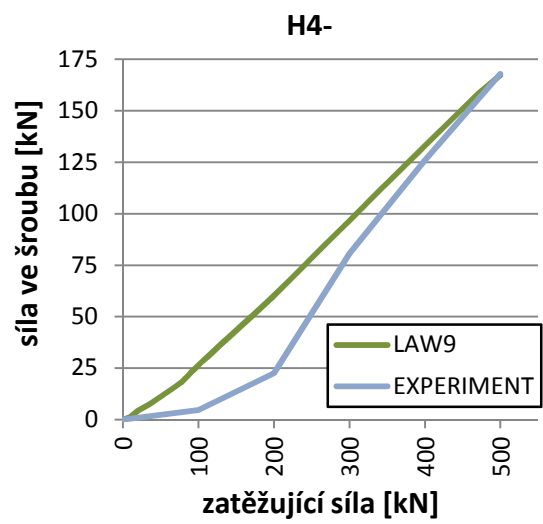
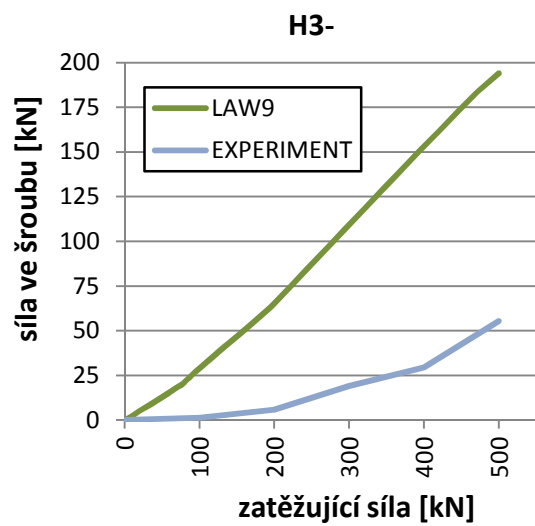
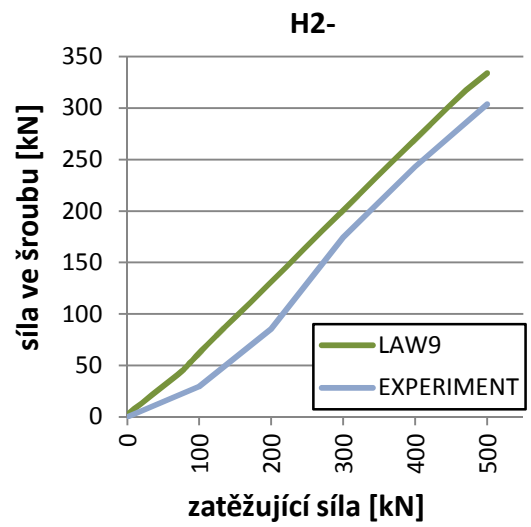
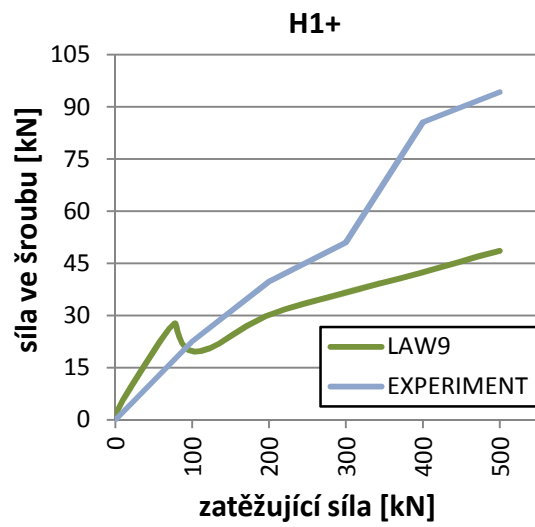


Obr. 7.13 Grafy zkosení sledovaných oblastí č.4 a 5, M_03



Obr. 7.14 Graf srovnání zkosení jednotlivých sledovaných oblastí po délce horní hrany stěnového elementu, M_03

Z vynesných hodnot výseku č.4 a 5 vidíme velmi dobrou shodu s naměřenými daty při skutečné zatěžovací zkoušce. Také se nám na základě srovnání oblastí č. 4-7i ukázalo, viz Obr. 7.14, že zkosení sledovaných oblastí podél horní hrany stěnového elementu výrazně narůstá směrem od vetknutí, což je správný předpoklad.



Obr. 7.15 Okrajové síly stěnového elementu, M_03

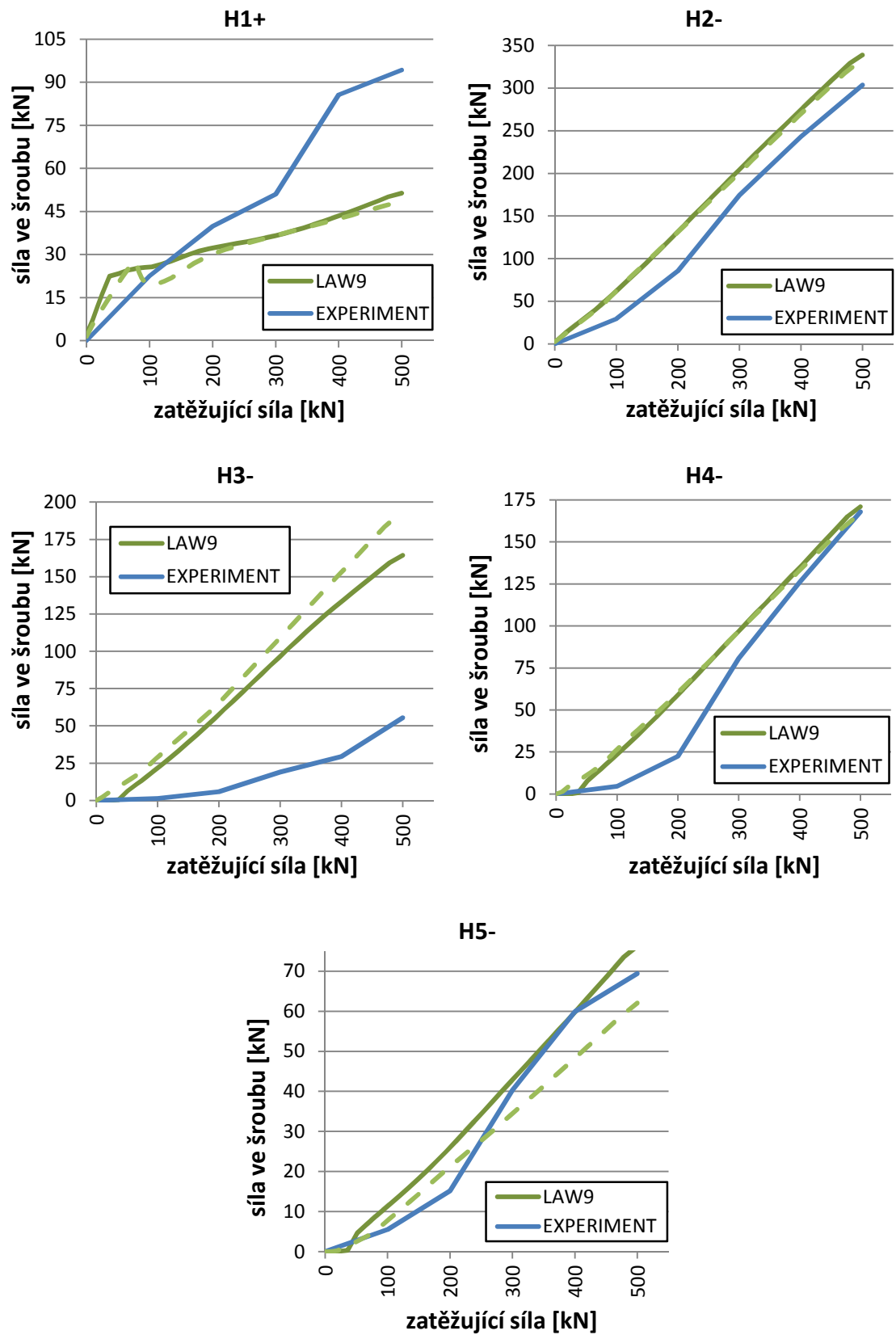
Dle vyhodnocených grafů, viz Obr. 7.15, je zřetelné, že průběh horizontálních sil označené H1+ a H3- podle numerické analýzy jsou nepřijatelné. Ostatní srovnání průběhů v grafech můžeme považovat za přijatelné. Odlišnosti průběhů analyzovaných hodnot grafů H1+ a H3- byly předmětem dalšího zkoumání. Na základě těchto podkladů byl vytvořen model M_04, jak bude popsáno níže.

Podrobná numerická analýza ukázala odlišné chování kluzného uložení konečně prvkového modelu. Z grafu H3- je viditelné okamžité působení šroubu, již při nízkých hodnotách zatížení, než je tomu v případě záznamu skutečného měření. Dostupné hodnoty horizontálních stabilizujících sil kluzného uložení jsou pouze pro první tři rektifikační šrouby, označené H3-, H4-, H5-. Jak je popisováno v rozboru geometrie zkušebního zařízení, rektifikační šrouby se nachází po celé výšce železobetonové stěny, to je dohromady 10 kusů. Numerická analýza modelu M_03 prokázala, že čtyři vrchní prutové prvky, nahrazující rektifikační šrouby, jsou tlačeny. Zbývajících 6 prutových prvků je taženo. Poslední prutový prvek byl namáhán tahovou silou 9 kN, což na velkém rameni od středu otáčení má výrazný stabilizující účinek. Navržená skutečná konstrukce kluzného uložení nezajišťovala působení rektifikačních šroubů v tahu. Zjištěním odlišného působení kluzného uložení konečně prvkového modelu je následně navržen model M_04.

Následně se intuitivně můžeme domnívat, že při vnášení zatížení došlo nejenom k natočení stěnového elementu jako celku, ale i k natočení celého kluzného uložení. V podstatě došlo k přizpůsobení se kluzného uložení ke stěnovému elementu.

7.6 M_04: úprava kluzného uložení

Z analýzy průběhu sil ve šroubech došlo k úpravě modelu M_03. Pro jednoduchost následné úpravy kompletního modelu konstrukce, s přijetím předpokladu nevelkého vlivu na výsledky, byly tažené rektifikační šrouby odstraněny z databáze. To znamená, že model obsahuje pouze první čtyři prutové prvky, nahrazující rektifikační šrouby. Zobrazené výsledky obsahují vždy řešení předchozího modelu, tj. M_03, které je znázorněné čárkovanou čarou.

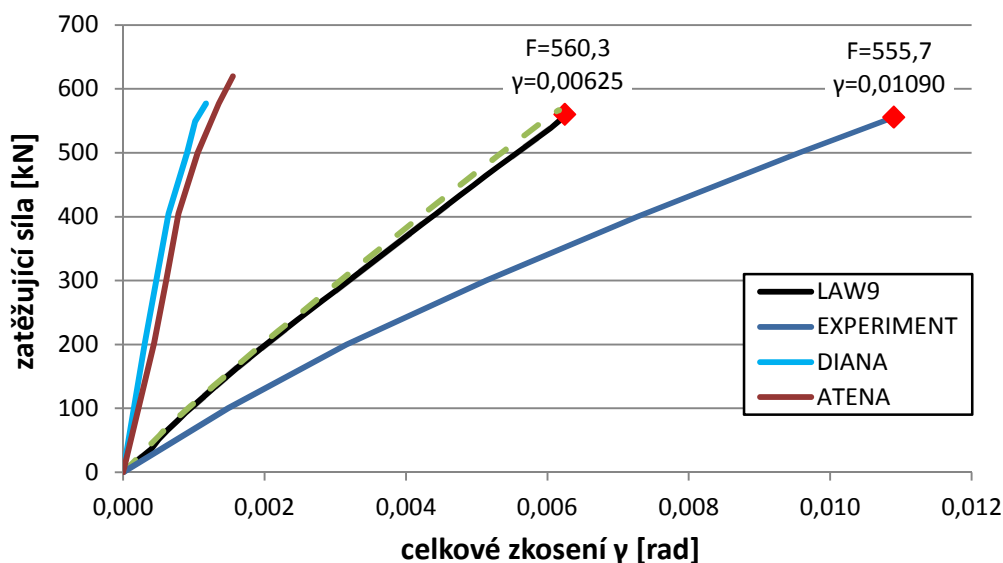


Obr. 7.16 Okrajové síly stěnového elementu, M_04

Z grafů je patrné mírné zlepšení průběhu síly ve šroubu H1+. Zároveň došlo ke snížení síly ve šroubu H3-, což byl hlavní cíl nové varianty modelu. Nově stanovené síly ve šroubech, viz Obr. 7.16, ale nedosahují takových hodnot, aby se daly považovat za adekvátní k průběhu experimentu.

Zkosení sledovaných oblastí nedoznalo „viditelných“ změn, proto je toto vyhodnocení odkazováno na předchozí model M_03: kompletní analýza, viz Obr. 7.14.

Celkové zkosení doznalo nepatrné změny, viz Obr. 7.17.

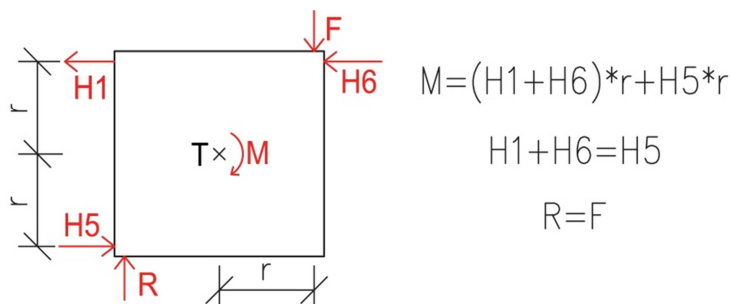


Obr. 7.17 Celkové zkosení, M_04

Maximální možné zatížení hydraulickým lisem železobetonové stěny bylo numerickou analýzou pomocí nelineárního materiálového modelu LAW9 stanoveno na $F_{\max, M_04} = 560,3$ kN. Došlo tedy ke snížení maximální síly o 6 kN a většímu přiblížení se k limitní síle danou experimentem $F_{\text{limitní}} = 555,7$ kN.

Pouhým odebráním prutových tažených prvků v kluzném uložení nedošlo ke značnému přiblížení se ke srovnávaným parametrům dostupných z měření. Průběh okrajových stabilizujících sil stěnového elementu má prokazatelně vliv na natočení železobetonové stěny jako celku a tím i následného stanovení průběhu celkového zkosení. Hlavní nepřesností je způsob rozdělení stabilizující síly mezi měřicími body H1+ a H3-.

Pro názornější představu bude úloha redukována pouze na rohové okrajové stabilizující síly s vynecháním vnitřních stabilizujících sil. Zatěžující síla F působí na rameni r a k těžišti stěnového elementu T vyvolává moment M . Svislá síla F je přenesena reakcí R , vyvolanou siloměrem, v dolním levém rohu železobetonové desky. Na následnou hodnotu momentového účinku M síly F musí vzdorovat stabilizující okrajové síly, viz Obr. 7.18.



Obr. 7.18 Schéma redukované úlohy

Samozřejmě při zahrnutí všech horizontálních stabilizujících sil po výšce stěny a již dřívejšího prokázání natočení čili „přizpůsobení se“ kluzné uložení včetně použití nelineárního materiálového modelu betonu neplatí toto schéma striktně. Jaká si filozofie působení, ale zůstává zachována. Lze tedy předpokládat, že model vykazuje příliš velkou hodnotu síly $H3-$ na úkor nemalého snížení síly $H1+$.

Rozdělení stabilizujících sil po výšce stěny nejpravděpodobněji ovlivní konstrukce rektifikačních šroubů a jejich nestejněměrné předepnutí při usazení stěnového elementu dotýčným pracovníkem. Následně lze spekulovat i nad vrstvou teflonového pásu a jeho mechanických vlastnostech při opakovaném zatížení a odtížení.

Dle dostupných podkladů nelze stanovit hodnotu přesného „předepnutí rektifikačních šroubů, jelikož tento úkol byl vykonáván pověřeným pracovníkem. Také způsob používání teflonového pásu není zřejmý. Jelikož tuhost teflonového pásu je nízká, docházelo podle numerické analýzy k plastickému přetvoření. Zkušební zařízení testovalo celkem sedm stěnových elementů. Případné ponechání stejného teflonového pásu při všech sedmi zkouškách muselo mít vliv na jeho počáteční parametry při každé samostatně započaté zkoušce. Následná úprava konečně prvkového modelu a jeho způsobu modelováním rektifikačních šroubů, pouhými prutovými prvky, není předmětem této práce a navíc by zásah do modelu byl značný.

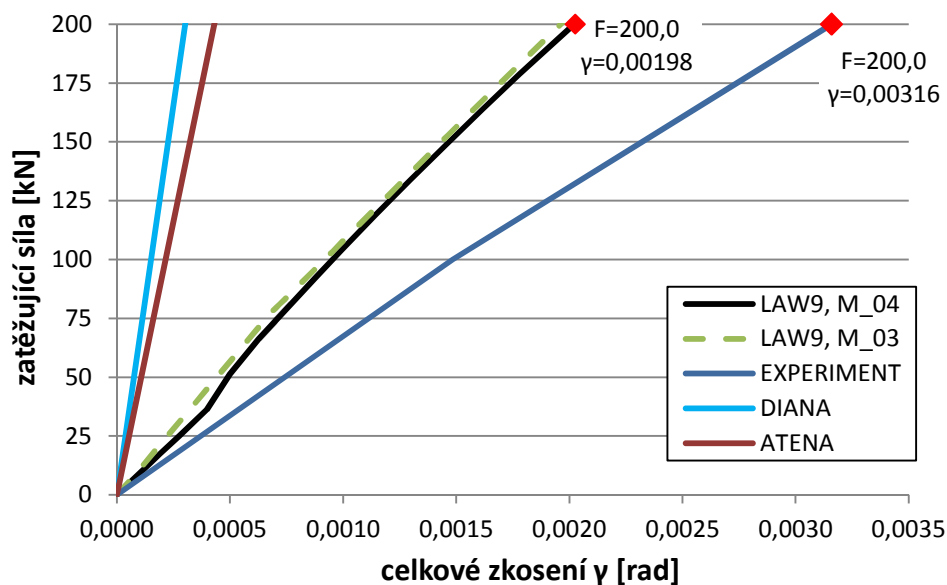
8 ZÁVĚR – ZHODNOCENÍ NUMERICKÝCH ANALÝZ

Označení celkové zkosení udává zkosení samotného stěnového elementu včetně zkosení zkušebního zařízení. Hodnoty určené numerickými programy ATENA a DIANA tudíž nejpravděpodobněji nevedou na špatné hodnoty. Jak se ukázalo, v rámci srovnání s experimentem, jde hlavně o začlenění působení zkosení samotného zkušebního zařízení. Nejedná se tedy o přímé zlepšování nelineárního popisu chování železobetonové stěny tak, aby dosahovala daného zkosení, nýbrž zahrnutí detailního spolupůsobení zkušebního zařízení se zkoumaným prvkem.

8.1 Redukce analyzovaných hodnot

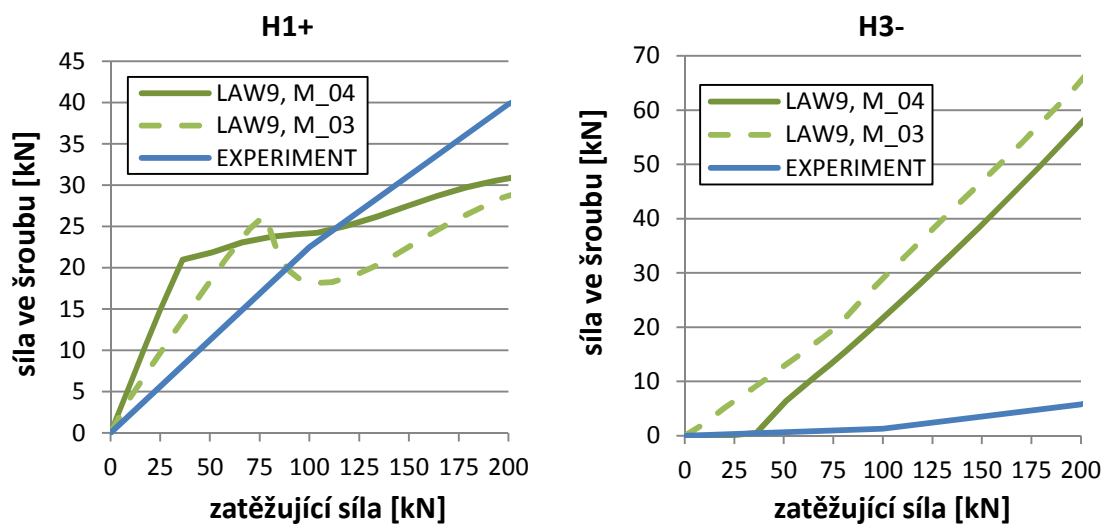
Problematika cyklického zatížení a jeho vliv na dosažené hodnoty experimentu, tak i numerického výpočtu, byly popsány dříve, viz kapitoly 3 Proces zatěžovací zkoušky a 5.3 Okrajové podmínky. Míra vlivu cyklického zatížení může být většího rozsahu, než je předem předpokládáno. Z těchto důvodů nejsou zobrazované výsledky „objektivní“. Odchylka numerické analýzy totiž neustále roste se zvyšujícím se aplikovaným zatížením. Přesto v předchozích kapitolách jsou průběhy zkosení samotné železobetonové stěny vynášeny v plném rozsahu zatížení, tedy i po celé délce časové osy. Srovnání parametrů při dosažení únosnosti stěnového elementu může být zatíženo chybou již počátečních dat. Pro vzájemné porovnání hodnot experimentu s numerickými výpočty je vhodnější časovou osu, a tím i aplikované zatížení, zúžit na maximální úroveň $F_{\text{zatěžující}} = 200 \text{ kN}$. K dosažení této úrovně zatěžující síly totiž došlo postupným přitěžováním, bez aplikace odtížení. Snižování zatěžující síly pravděpodobně znatelněji ovlivní průběh měřených parametrů při konkrétní zatěžovací zkoušce, nežli případné krátké časové úseky náhle narůstajícího aplikovaného zatížení.

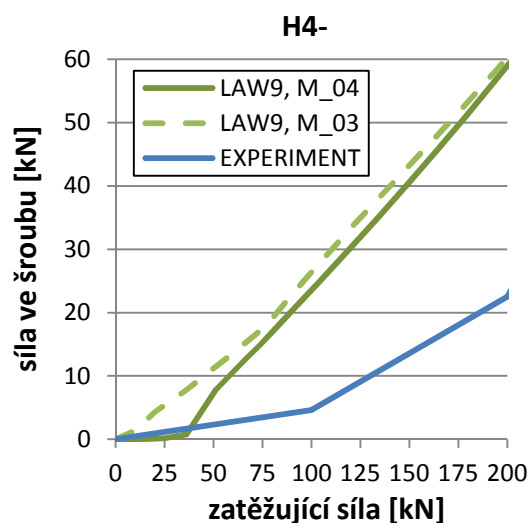
Užitečné zúžení časové osy při vynášení celkového zkosení v závislosti na zatěžující síle je provedeno na Obr. 8.1.



Obr. 8.1 Detail celkového zkosení

Při detailním vykreslení celkového zkosení si lze všimnout odlišného chování modelu M_03 a M_04 v oblasti zatěžující síly 0-50 kN. Průběh křivky vyjadřující zkosení modelu M_03 je hladký. Naopak je tomu při průběhu zkosení modelu M_04. Pro vysvětlení tohoto jevu je vykreslen detailní průběh stabilizujících sil ve vybraných šroubech, tedy H1+, H3- a H4-.





Obr. 8.2 Detail okrajových sil stěnového elementu

Vykreslení grafů, viz Obr. 8.2, poukazuje na důvod změny průběhu celkového zkosení na úrovni aplikovaného zatížení mezi hodnotou 25 – 50 kN. Důvodem je, že právě při této úrovni zatížení dochází k aktivizaci prutových prvků, nahrazujících rektifikační šrouby, v konstrukci kluzného uložení. To znamená, že do této chvíle docházelo k postupnému přizpůsobování se kluzného uložení a k natočení železobetonové stěny jako celku. Naznačené chování bylo určeno na základě podrobné analýzy modelu M_03. Do dosažení této úrovně zatížení je průběh stabilizujících sil se skutečným měřením v podstatě totožný u měření H3- a H4- a tím pádem se hodnoty celkového zkosení opět přibližují experimentu. Není ovšem dosaženo úplného překrytí, které je v tomto případě ovlivněno odlišným průběhem hodnot měření H1+ mezi experimentem a numerickou analýzou. Po dosažení úrovně 25 – 50 kN dojde k odporu kluzného uložení, což je patrné z vynesných grafů, náhlým vzestupem stabilizujících sil H3- a H4-.

Průběh celkového zkosení je do úrovně 0 – cca 35 kN nejpříznivější, jakého bylo během vývoje modelů v této práci dosaženo. Při postupném přibližování se k hodnotám vodorovných stabilizujících sil by mělo být dosaženo „stejného“ průběhu celkového zkosení jako v prováděném experimentu. Tato část není obsažena v této práci, s důvody uvedené v posledním odstavci podkapitoly 7.6 M_04: úprava kluzného uložení.

Jak je možné vidět z grafu na Obr. 8.1, bylo prokazatelně dosaženo viditelného zlepšení průběhu celkového zkosení, nežli v modelech sestavených ve výpočtových

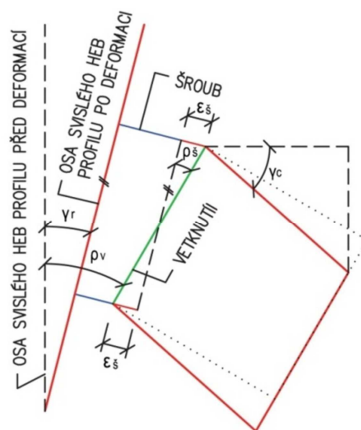
programech ATENA a DIANA. Dokonce dle dostupné analýzy si lze názorně představit působení a úskalí poměrně náročné konstrukce.

8.2 Vliv ocelového rámu, únosnost stěnového elementu

Hlavním cílem této práce je dosažení co nejpřesnějšího průběhu zkosení stěnového elementu, v závislosti na zatěžující síle, stanoveného při reálné zatěžovací zkoušce na základě zahrnutí interakce zkoumaného stěnového elementu s ocelovým rámem zkušebního zařízení.

Odlišné průběhy celkového zkosení, stanovené mezi numerickými výpočty v programech DIANA a ATENA s výsledky reálných zkoušek byly původně usuzovány elastickému přetvoření ocelového rámu. Vytvořený prostorový geometrický model ocelového rámu dokázal s vysokou přesností dosáhnout jeho účinků, viz Obr. 7.7, na výsledné dosažené zkosení. V rozporu s prvotními předpoklady, ale nebylo dosaženo shody celkového zkosení s naměřenými hodnotami skutečných zkoušek. Podrobná analýza ukázala, že na celkové zkosení se výrazně podílejí dvě hlavní části zkušebního zařízení. První je konstrukce ocelového rámu, tato část byla splněna, a druhou částí je konstrukce kluzného uložení.

Pokud definujeme pootočení vetknutí stěnového elementu ρ_v , ze svislých a vodorovných posunů krajních bodů tohoto vetknutí, tak při následném odečtení pootočení vlivem pružného protažení jednotlivých šroubů ρ_s , můžeme vyjádřit vliv tuhosti ocelového rámu γ_r na celkové zkosení γ_c , viz Obr. 8.3.

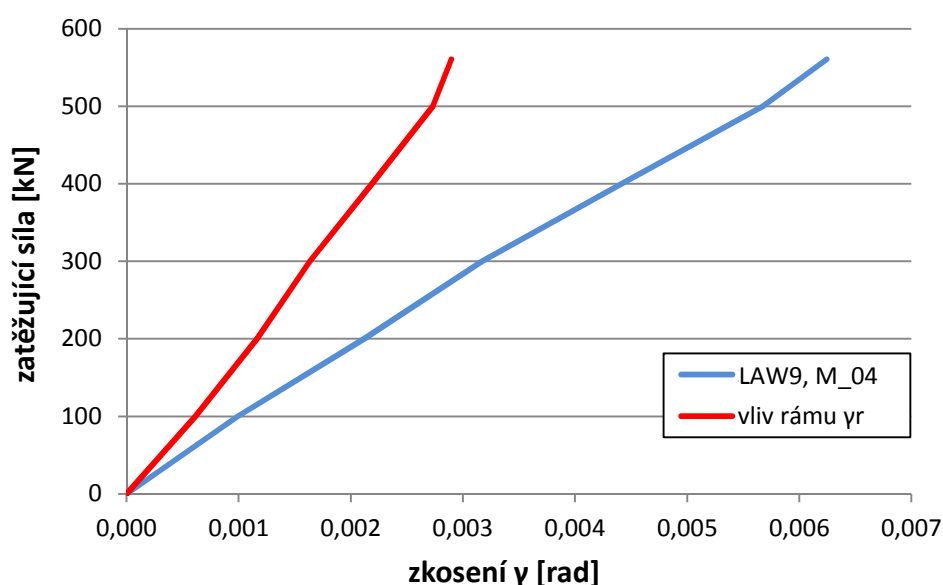


Obr. 8.3 Schéma pro určení vlivu ocelového rámu

Následující stanovené hodnoty jsou zpracovány v grafu, ale i přehledněji do tabulky. Zde je vyčísleno hledané nežádoucí zkosení ocelového rámu vyjádřené v procentech modelu M_04. Takto stanovené účinky ocelového rámu by se neměly lišit, řádově pouze v jednotkách, i při vhodnější úpravě kluzného uložení či vetknutí za účelem přiblížení se k naměřeným hodnotám ze skutečných zatěžovacích zkoušek.

síla [kN]	pootočení vetknutí ρ_v [rad]	pootočení od protažení šroubů ρ_s [rad]	vliv rámu (nežádoucí zkosení) γ_r [rad]	celkové zkosení γ_c [rad]	účinky rámu [%]
0,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0
100,0	0,00070	0,00009	0,00061	0,00099	61,8
200,0	0,00134	0,00017	0,00117	0,00212	55,0
300,0	0,00188	0,00024	0,00163	0,00317	51,4
400,0	0,00252	0,00033	0,00219	0,00441	49,6
500,0	0,00314	0,00041	0,00273	0,00567	48,2
560,3	0,00334	0,00045	0,00290	0,00625	46,4

Tab. 8.1 Vliv rámu

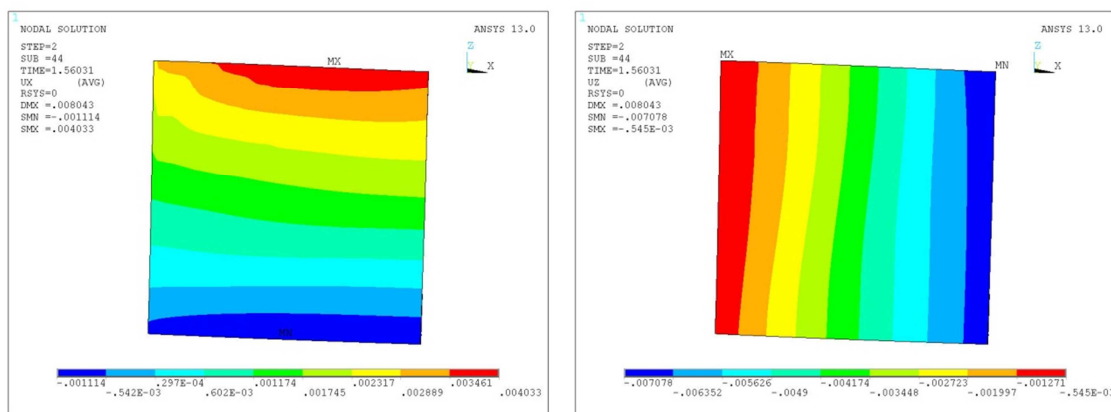


Obr. 8.4 Vliv rámu

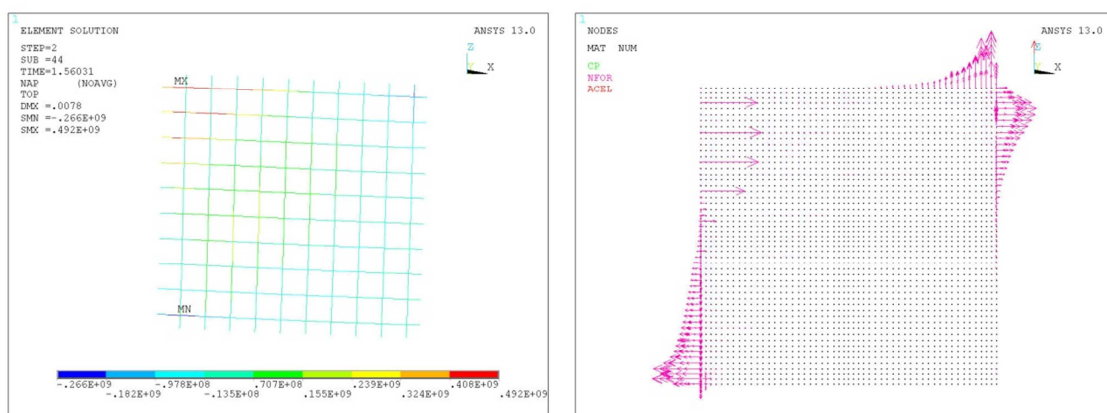
Dalším důležitým analyzovaným prvkem byla hodnota maximální únosnosti železobetonové stěny, stanovená pomocí nelineárního materiálového modelu označovaného jako LAW9. Stanovená limitní přenášená síla modelu M_04 je ve vynikající shodě se skutečnou hodnotou, tj. $F_{\max, M_04} = 560,3 \text{ kN} \approx F_{\text{limitní}} = 555,7 \text{ kN}$.

8.3 Grafická analýza stěnového elementu

Tato část prezentuje vybrané průběhy napětí či plastického přetvoření, pouze stěnového elementu, včetně vlivu působící síly na tyto veličiny. Zobrazeny jsou také libovolné parametry, popisující chování železobetonové stěny (posuvy, reakce stěnového elementu atd.)



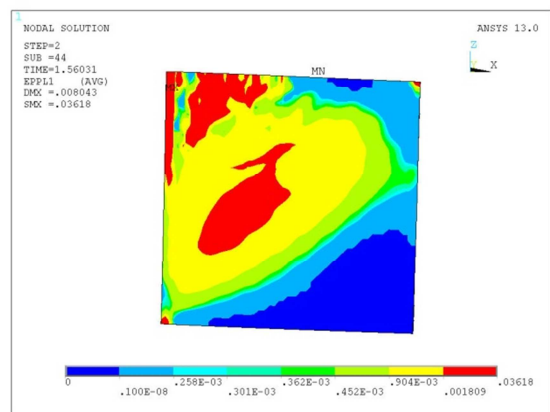
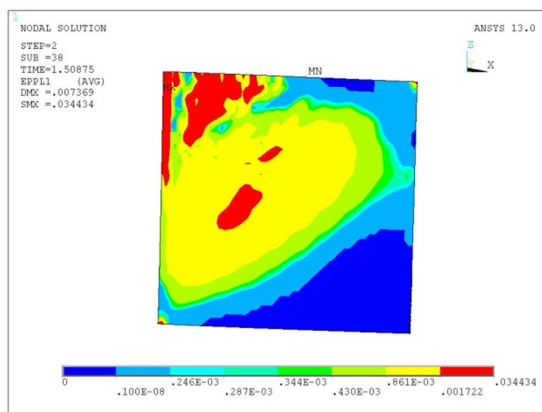
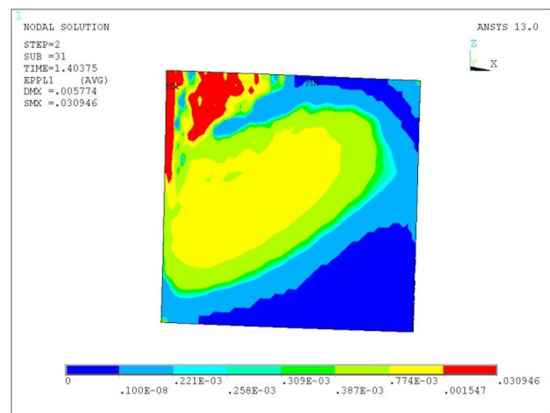
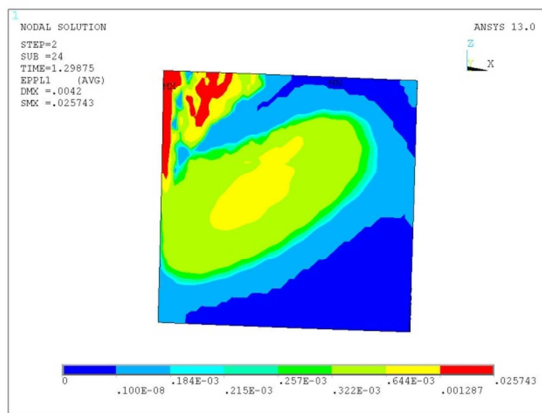
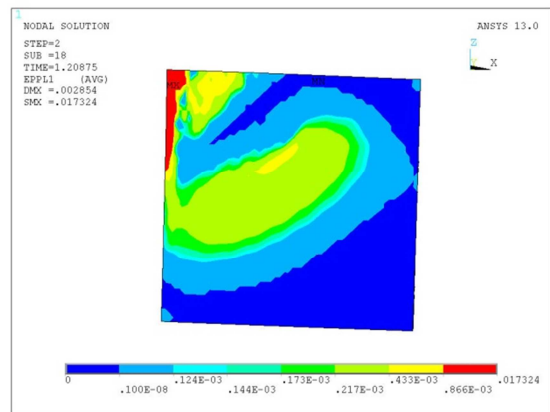
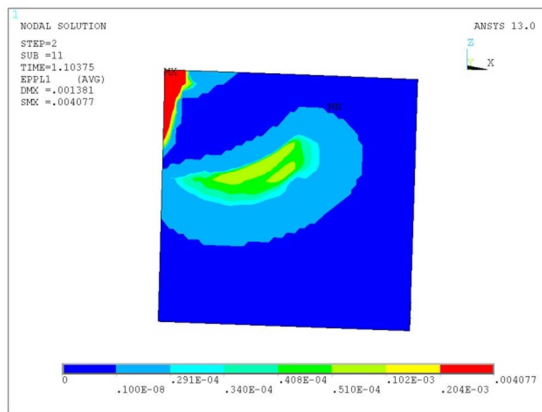
Obr. 8.5 Horizontální posunutí u_x (vlevo), svislé posunutí u_z (vpravo)



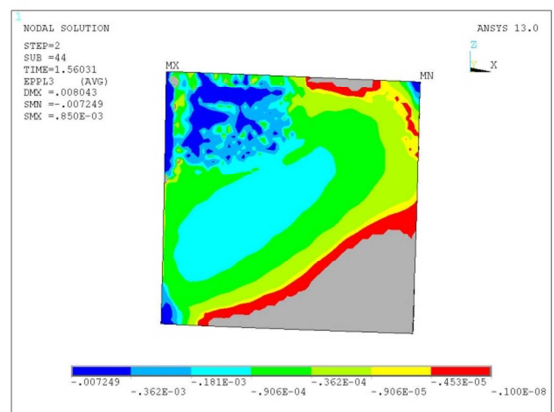
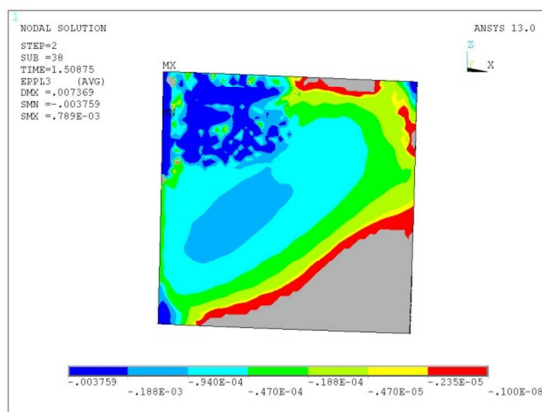
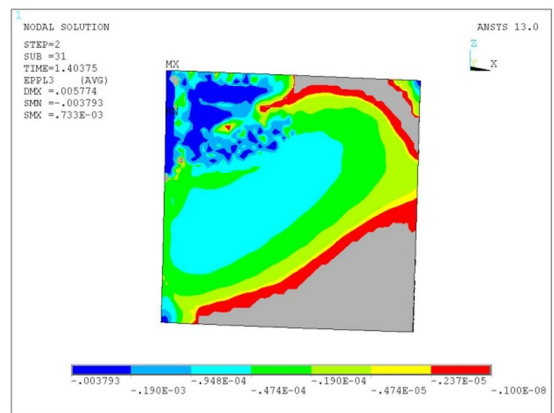
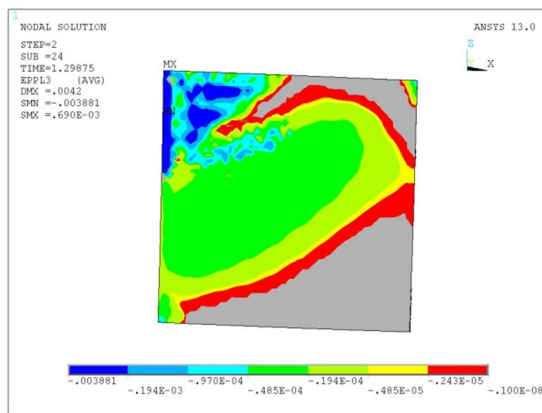
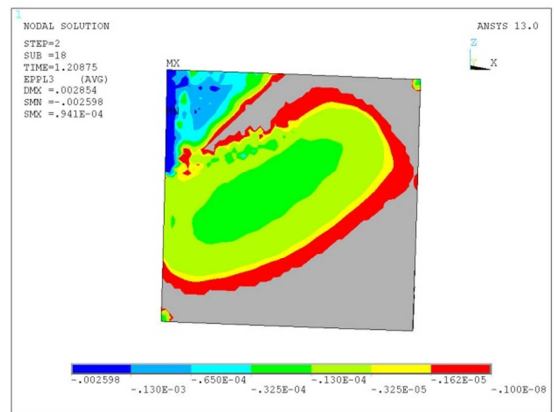
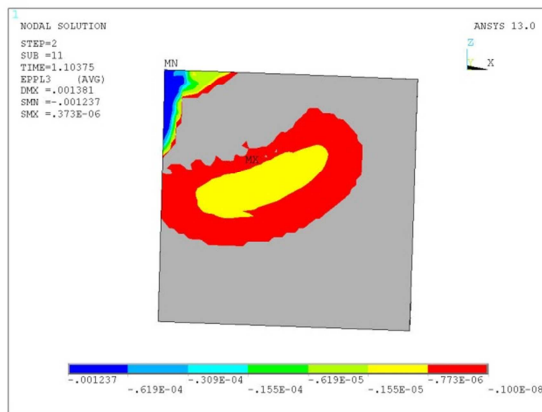
Obr. 8.6 Napětí ve výztuži σ

Obr. 8.7 Působení stěnového elementu na konstrukci zkušebního zařízení

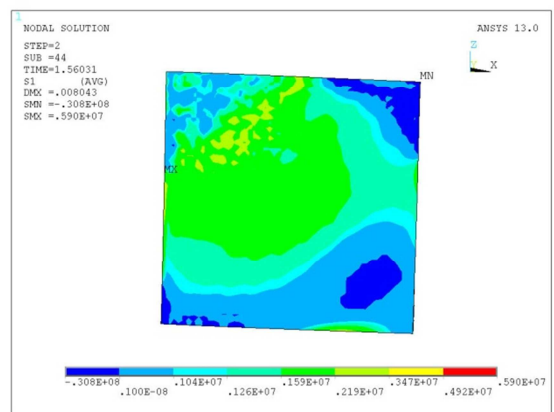
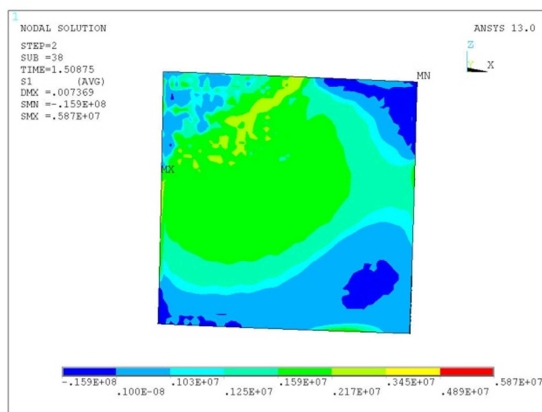
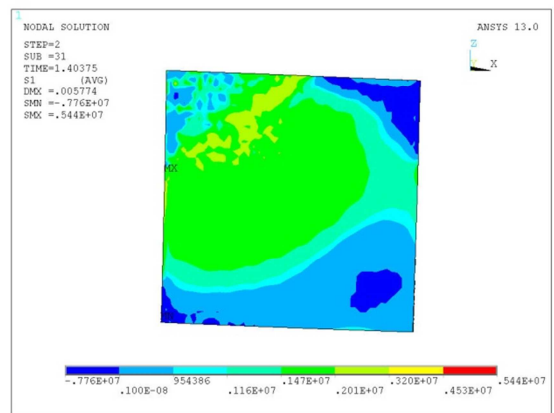
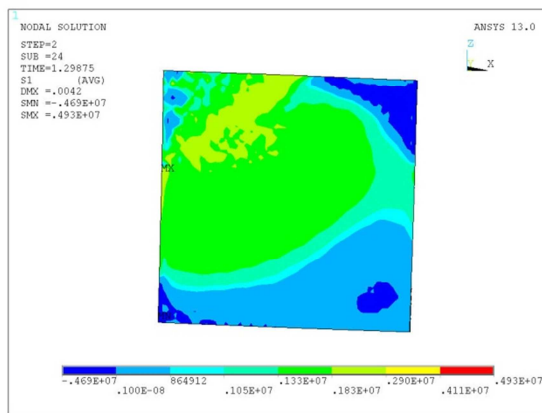
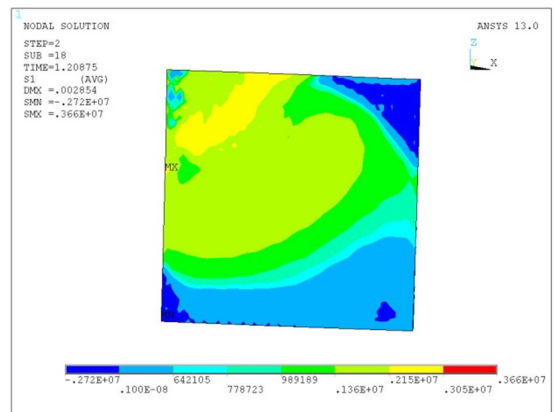
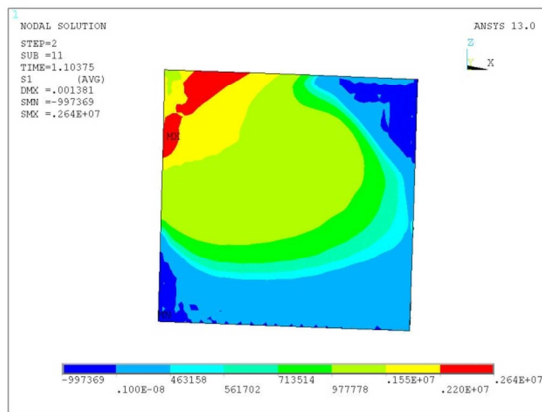
Následující skupiny obrázků budou vždy pro jednu danou zobrazovanou veličinu, lišící v hodnotách dosaženého zatížení. Vybrány jsou vždy, pro samostatnou skupinu výsledků, přírůstky s označením $1.10375 \approx 100 \text{ kN}$, $1.20875 \approx 200 \text{ kN}$, $1.29875 \approx 300 \text{ kN}$, $1.40375 \approx 400 \text{ kN}$, $1.50875 \approx 500 \text{ kN}$ a samozřejmě limitní zatěžující síla dána přírůstkem $1.56031 \approx 560,3 \text{ kN}$.



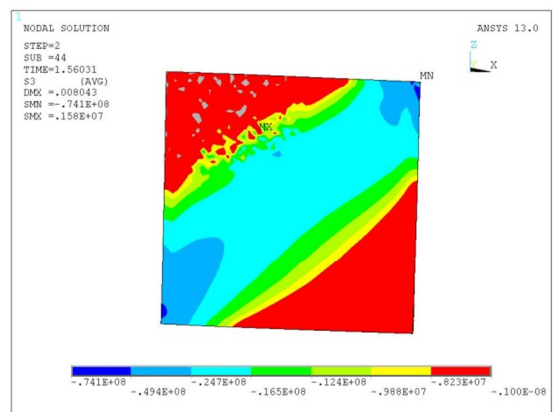
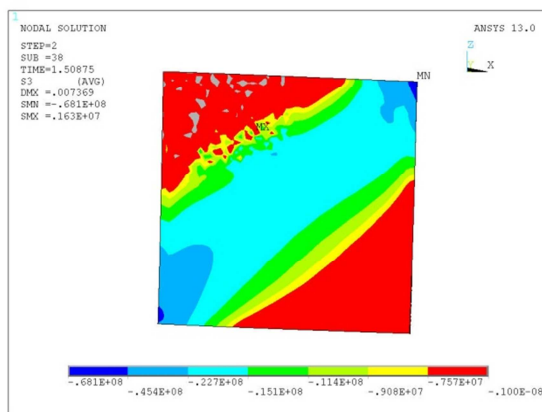
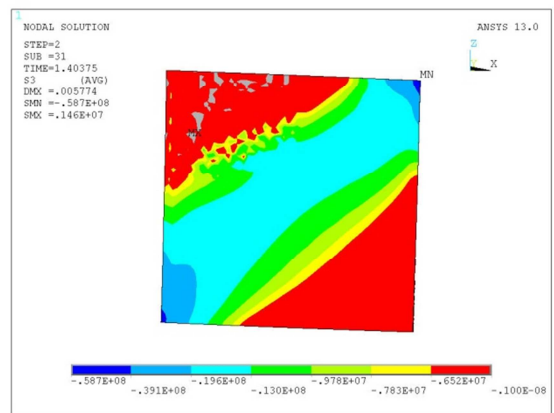
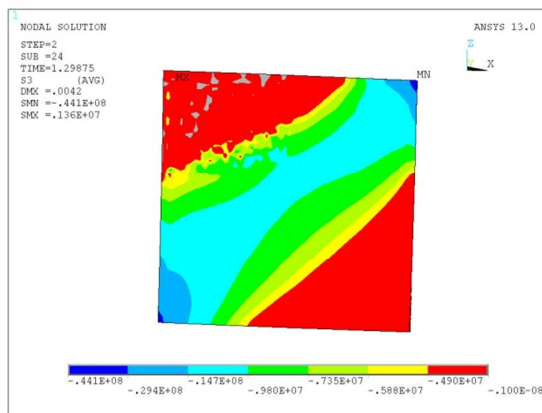
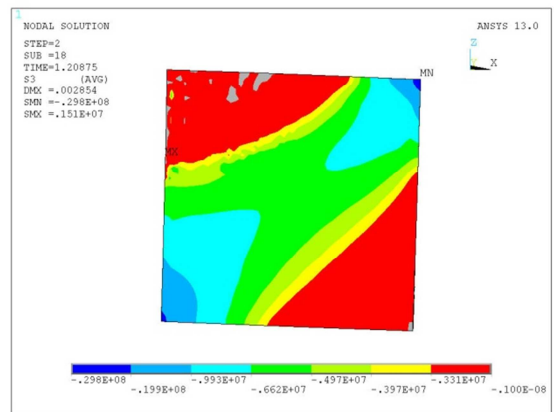
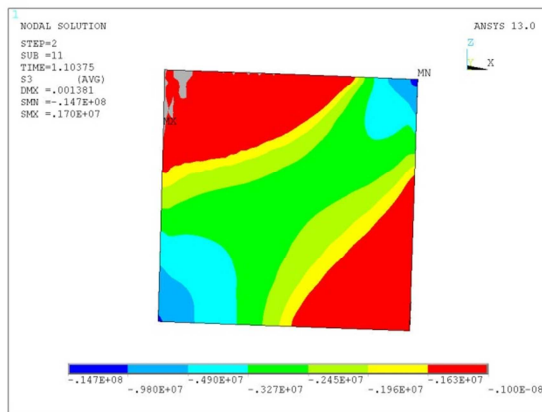
Obr. 8.8 Plastické deformace ϵ_I



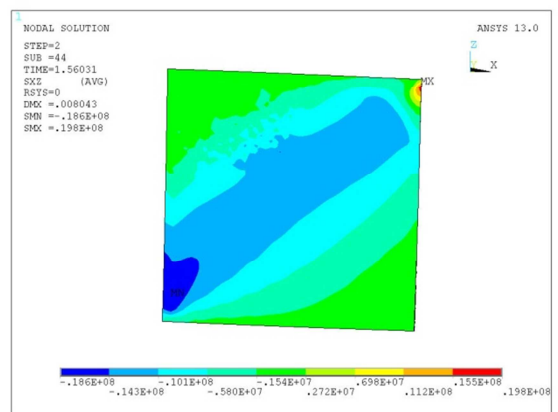
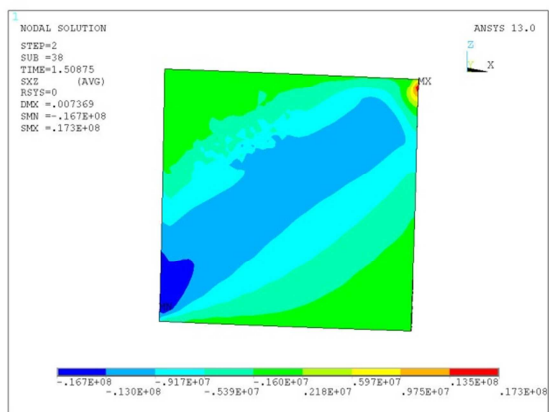
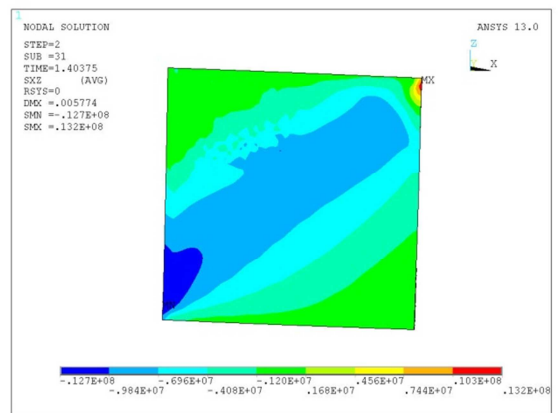
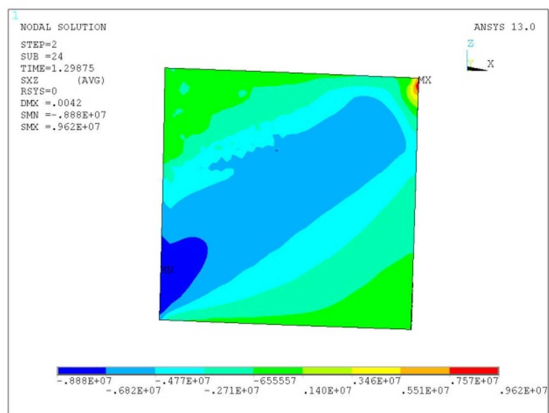
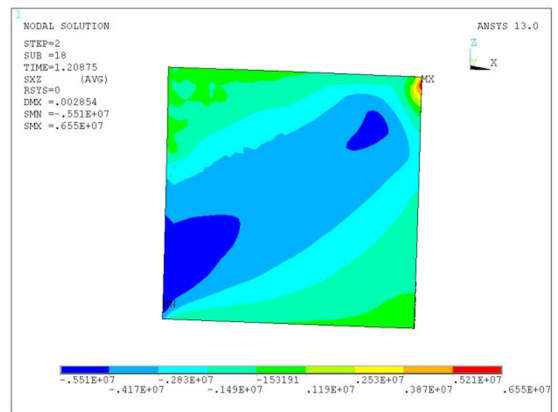
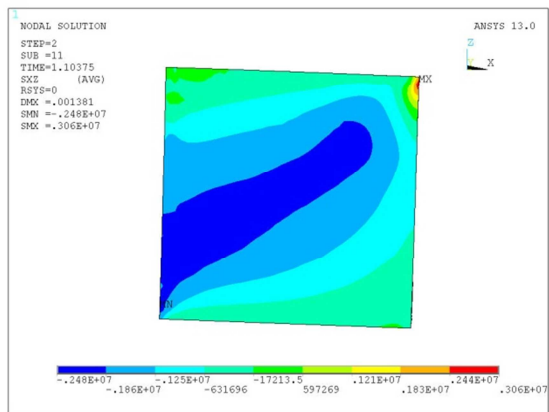
Obr. 8.9 Plastické deformace ϵ_3



Obr. 8.10 Hlavní napětí σ_I



Obr. 8.11 Hlavní napětí σ_3



Obr. 8.12 Smykové napětí σ_{xz}

9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

9.1 Literatura

- [1] MARTINEC, S., *Chování železobetonových prvků namáhaných smykem*, Disertační práce Fakulta stavební VUT v Brně, Brno 2006
- [2] WENDRINSKI, J., *Nelineární a plastická analýza vyztužených betonových konstrukcí a detailů*, Disertační práce Fakulta stavební VUT v Brně, Brno 2009
- [3] Stráský, J., Pospíšil, F., Brosch, P., Horníček, Z., *Prováděcí projekt zatěžovacího zařízení pro stěnový prvek*, VUT FAST, 2003
- [4] Hughes T. J. R., *The finite element method, linear static and dynamic finite element analysis*, Prentice-Hall International, ISBN 0-13-317017-9
- [5] ŠMÍRÁK, S. *Pružnost a plasticita I*, PC-DIR spol. s r.o., Brno, 1995, ISBN 80-214-0739-5.
- [6] ČSN 73 1201 - 86, *Navrhování betonových konstrukcí*, ÚNM Praha, 1987.

9.2 Software

- [7] ANSYS, Inc. Theory, *Release 13*, 2010
- [8] multiPlas, *User's manual Rev. 10 Release 4.1.0 for ANSYS 13*, Dynardo, Weimar, Germany 2011

10 SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK

10.1 Latinská písmena

f_c	pevnost betonu v tlaku
E_c	modul pružnosti betonu
F	sílový účinek
M	momentový účinek
r	rameno působící síly
t	čas
T	těžiště
u_x	translace ve směru osy x
u_z	translace ve směru osy z
R	reakce
H	horizontála zkoumané oblasti
D	diagonála zkoumané oblasti
V	vertikála zkoumané oblasti
$H1-5$	stabilizující síly stěnového elementu
R_D	jednoosá pevnost betonu v tlaku
R_Z	jednoosá pevnost betonu v tahu
R_U	biaxiální pevnost betonu v tlaku
G_f	specifická lomová energie

10.2 Řecká písmena

ρ	objemová tíha materiálu
γ	zkosení
ν	poissonův součinitel materiálu
ρ	objemová tíha materiálu
μ	součinitel tření
σ	napětí
ε	přetvoření
ρ_v	pootočení vetknutí stěnového elementu

ρ_{ξ}	pootočení vlivem deformace šroubů
ϵ_{ξ}	přetvoření šroubů
γ_r	vliv tuhosti ocelového rámu
σ_{eqv}	ekvivalentní napětí
σ_1, σ_3	hlavní napětí
σ_{xz}	smykové napětí v rovině xz
ϵ_1, ϵ_3	přetvoření ve směrech hlavních napětí
Ω_i	počátek plastického přetvoření
Ω_u	kompresní úroveň napětí
Ω_r	zbytkové napětí tahového změkčení
K_{ml}	plastická deformace při pevnosti betonu v tlaku R_D
K_u	plastická deformace při kompresní úrovni napětí Ω_u